



**Herlander da Graça Afonso Fernandes**

Licenciatura em Engenharia Civil

## **Análise Numérica de Ligações Pré-fabricadas com Armaduras Contínuas**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil  
Perfil de Estruturas

Orientador: Doutora Zuzana Dimitrovová,  
Professora Auxiliar, FCT/UNL  
Co-orientador: Doutor José Câmara,  
Professor Associado, IST/UL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Manuel Pinho Ramos  
Arguente: Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio  
Vogais: Prof. Doutora Zuzana Dimitrovová  
Prof. Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Dezembro 2013**









“Copyright” Herlander da Graça Afonso Fernandes, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer a Professora Zuzana Dimitrovová pela sua orientação, transmitindo sempre o seu conhecimento, apoio, incentivo e simpatia. Ao Professor José Camara, gostaria de agradecer o seu apoio e disponibilidade demonstrada para ajudar sempre que necessário.

Ao Professor Eduardo Cavaco gostaria de agradecer a cortesia em facultar dados em formato digital e imagens dos ensaios por si realizados.

Ao Professor Rui Marreiros agradeço pela disponibilidade demonstrada em tirar as minhas dúvidas sempre que necessário, ao longo dos últimos anos.

Ao mestre Hugo Fernandes um muito e sincero obrigado, pela ajuda com o ATENA 3D e por estar sempre disponível a ajudar. Aos mestres Nuno Deusdado, Filipe Ribeiro e Leonardo Rodrigues agradeço o apoio e a ajuda no estudo de Dinâmica.

Aos meus amigos Leonor, Ana e Philippe com quem tive o prazer de trabalhar neste último ano, muito obrigado pelo apoio, incentivo e amizade demonstrada. Aprendi muito convosco.

Aos meus amigos João e Fábio, muito obrigado pelo convívio, estudo e amizade ao longo destes anos.

Um muito obrigado ainda aos meus amigos Daniel e Rafael, pelo convívio, amizade e boa disposição sempre demonstrada.

Gostaria ainda de agradecer a todos os colegas com quem tenha trabalhado nestes anos do curso, certamente tiveram um papel importante neste percurso.

Ao meu primo e amigo Abnilde Fernandes, gostaria de agradecer o apoio e os conselhos de sempre.

Por último e mais importante, gostaria de agradecer a minha família. A minha mãe Feliciano Pires, meu pai Alberto Fernandes e minhas irmãs Adalzisa Fernandes e Ana Sofia Fernandes um Muito Obrigado por todo o apoio dado sempre.



## Resumo

As estruturas pré-fabricadas têm tido cada vez mais utilização na área da engenharia civil como forma de dar resposta a cada vez mais apertado prazo de execução de obras e diminuição de custos. No entanto estas estruturas apresentam problemas nas ligações, quando sujeitas a esforços combinados de flexão e esforço transversal.

Neste contexto, o presente trabalho refere-se ao estudo numérico deste tipo de ligações (sujeitas a esforço transversal e momento flector elevados), sendo que são apresentados alguns exemplos de ligações em estruturas pré-fabricadas e trabalhos já desenvolvidos nesta área.

São descritos os resultados obtidos em duas investigações experimentais que precederam o presente trabalho. De seguida descreve-se a forma como foi realizada a modelação numérica das vigas em estudo e os conceitos teóricos utilizados.

Os resultados das oito vigas modeladas são descritos e analisados sucintamente, sob ponto de vista dos mecanismos básicos de resistência.

Finalmente, faz-se a calibração de algumas vigas, de forma a aproximar os fenómenos ocorridos numericamente dos que ocorreram no ensaio experimental. Para isso altera-se alguns parâmetros de modelação, verificando assim a sua influência. Faz-se ainda algumas recomendações e propõe-se alguns temas para desenvolvimentos futuros.

Palavras chave:

vigas pré-fabricadas, juntas de interface, fissuração do betão, abertura de fendas



## **Abstract**

The prefabricated structures have been increasingly used in the field of civil engineering as a way to respond to increasing demands on execution times and lower costs. However, these structures have problems in the connections when subjected to combined efforts of bending and shear.

This thesis addresses a numerical study of precast elements connections when subjected to high shear and bending moment. In addition, some examples of connections in precast structures and research already undertaken in this area are presented.

At first, the results of two experimental investigations that preceded the present work are summarized. Then it is described how the numerical modeling was performed, what are the beams under the study and what theoretical concepts are used.

The results of the eight beams modeled and analyzed are described in view of the basic mechanisms of resistance.

Finally, it has been necessary to perform the calibration of a few beams, in order to bring close the previous numerical results with the experimental test by changing modulation parameters. To sum up, some recommendation and suggestion have been given for future investigation.

## **Keywords**

precast beams, interface joints, concrete cracking, crack opening





# Índice

Agradecimentos .....	III
Resumo .....	V
Abstract .....	VII
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos .....	XXI
1. Introdução .....	1
1.1. Considerações preliminares .....	1
1.2. Objectivos da dissertação.....	2
1.3. Organização da dissertação.....	2
2. Elementos pré-fabricados .....	5
2.1. Sistemas estruturais.....	5
2.2. Ligação entre elementos .....	7
2.2.1. Ligação Pilar-Fundação.....	9
2.2.2. Ligação Pilar-Pilar.....	10
2.2.3. Ligação Pilar-Viga.....	12
2.3. Visão sobre trabalhos de investigação já realizados .....	15
2.4. Segurança de juntas sujeitas a esforços elevados (ponto de vista de regulamentos)	
21	
2.4.1. Eurocódigo 2 (EC 2).....	21
2.4.2. Model Code 2010 (MC 2010).....	23
3. Trabalhos de investigação anteriores.....	25
3.1. Primeira Fase da investigação .....	25
3.2. Segunda Fase de investigação .....	33
4. Modelação de ligações pré-fabricadas com armadura contínua .....	47
4.1. Comportamento do betão.....	47
4.2. Modelo constitutivo do betão .....	48
4.3. Modelo de fractura para abertura de fenda no betão .....	49
4.4. Modelo constitutivo do aço.....	50
4.5. Modelo de material de interface .....	50
4.6. Modelação em ATENA 3D .....	52
4.6.1. Materiais.....	52
4.6.2. Geometria .....	54
4.6.3. Armaduras .....	54
4.6.4. Apoios e “Suportes” .....	54
4.6.5. Elementos Finitos .....	55

4.6.6.	Monitoramento dos acontecimentos .....	57
4.6.7.	Incremento de deslocamento ("step").....	57
5.	Resultados obtidos .....	61
5.1.	Viga V1ref .....	61
5.2.	Viga V1p.....	64
5.3.	Viga V2ref .....	68
5.4.	Viga V2p.....	72
5.5.	Viga V1 .....	77
5.6.	Viga V2 .....	82
5.7.	Viga V3 .....	87
5.8.	Viga V4 .....	91
6.	Calibração numérica .....	95
6.1.	Viga V1p.....	95
6.2.	Viga V1 .....	99
6.3.	Estudo do efeito ferrolho no deslizamento das interfaces .....	102
7.	Conclusões finais e desenvolvimentos futuros .....	105
7.1.	Conclusões finais.....	105
7.2.	Desenvolvimentos futuros .....	106
	Bibliografia.....	108
	APÊNDICE A.....	111
A.1	Resultados da viga V1ref .....	112
A.2	Resultados da viga V1p.....	119
A.3	Resultados da Viga V2ref.....	126
A.4	Resultados da Viga V2p .....	134
	APÊNDICE B.....	143
B.1	Resultados da Viga V1 .....	144
B.2	Resultados da Viga V2 .....	150
B.3	Resultados da Viga V3 .....	158
B.4	Resultados da Viga V4 .....	165

## Índice de Quadros

Quadro 2-1 - Classificação das ligações.....	8
Quadro 2-2 - Características das secções da ligação .....	17
Quadro 2-3: Valores dos coeficientes de coesão e de atrito indicados pelo EC2 .....	23
Quadro 3-1 - Características dos betões utilizados.....	27
Quadro 3-2 - Características dos aços utilizados.....	27
Quadro 3-3 - Características médias do betão, adaptado de Pacheco .....	37
Quadro 3-4 - Características médias do aço.....	37
Quadro 3-5 - Resumo comportamental das vigas.....	45
Quadro 4-1: Valor base de energia de fractura em função da máxima dimensão do agregado .....	53
Quadro 4-2: Cálculo da energia de fractura referente a cada viga .....	53
Quadro 4-3: Número de elementos finitos em cada viga .....	57
Quadro 4-4: Número de passos de cálculo .....	58
Quadro 4-5: Número de passos utilizados em cada viga .....	59
Quadro 6-1: Parâmetro alterado para otimizar a viga V1p.....	95
Quadro 6-2: Parâmetro alterado para otimizar a viga V1.....	99
Quadro 6-3: História do carregamento para os vários modelos.....	99



## Índice de figuras

Figura 2-1 - Sistemas celulares, extraído de <a href="http://www.oldcastleprecast.com">www.oldcastleprecast.com</a> em 30/03/2013.....	6
Figura 2-2: Acabamentos em Betão Armado num sistema de painéis de parede resistente, extraído de <a href="http://www.google.pt">www.google.pt</a> em 31/03/2013.....	6
Figura 2-3 - Divisão em segmentos lineares (esquerda) e segmentos não lineares (direita), .....	7
Figura 2-4 - Ligações em estruturas reticuladas, Elliot [9] .....	9
Figura 2-5 - Ligação Pilar-Fundação, extraído de Lúcio [10] .....	9
Figura 2-6 - Ligação Pilar-Pilar com continuidades de armadura, através de emendas mecânicas, adaptado de Allen et al [13] .....	10
Figura 2-7- Ligação Pilar-Pilar com recurso a chumbadouros, adaptado de Allen et al [13] .....	11
Figura 2-8 - Pormenor da Ligação Pilar-Pilar com recurso a chumbadouros, adaptado de Allen et al [13] .....	11
Figura 2-9: Ligação sem continuidade de esforços, extraído de Lúcio [15] .....	12
Figura 2-10 - Ligação com Pré-esforço ao longo do pórtico, extraído de Pampanin [18].....	13
Figura 2-11 - Viga pré-fabricada com bainha de pré-esforço, extraído de Pampanin [18].....	13
Figura 2-12 - União proposta por Schultz (à esquerda) e união proposta por Pampanin (à direita), extraídas de [19] e [21] .....	14
Figura 2-13 - Configuração de teste adoptado por Ozturan [23].....	16
Figura 2-14: Comportamento da ligação monolítica (gráfico à esquerda) e ligação composta com soldadura (gráfico à direita), efectuada por Ozturan et al [23] .....	17
Figura 2-15: Configuração de teste, extraído de Xue et al [24] .....	18
Figura 2-16: PCJ - 1 (imagem à esquerda) e PCJ - 2 (imagem à direita), extraído de Xue et al [24] .....	18
Figura 2-17: PCJ - 3 (imagem à esquerda) e PCJ - 4 (imagem à direita), extraído de Xue et al [24] .....	19
Figura 2-18 - Gráfico de comparação entre a degradação da rigidez com os deslocamentos relativos dos pisos (à esquerda) e gráfico de comparação entre a energia acumulada e desl. dos pisos (à direita), extraído de Xue et al [24] .....	19
Figura 2-19: Junta de construção indentada, extraída de EC2 [27] .....	22
Figura 3-1: Dispositivo instrumental, retirado de Cavaco [26] .....	26
Figura 3-2: Localização dos extensómetros nas armaduras transversais e longitudinais, extraído de Cavaco [25] .....	27
Figura 3-3 – Extensões obtidas no extensómetro 8, extraído de Cavaco [26].....	28
Figura 3-4 - Evolução das fendas de esforço transversal, fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco.....	29
Figura 3-5: Rotura da viga V1ref (a esquerda) e da viga V1p (a direita), fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco .....	30
Figura 3-6- Leituras do extensómetro $E_s$ para as Vigas V1ref e V1p, extraído de Cavaco [25].....	30
Figura 3-7 - Diagrama de Carga-Deslocamentos na secção de aplicação de carga, extraída de Cavaco [25] .....	31
Figura 3-8 - Fendilhação na zona de apoio de continuidade, a) viga V2p (à esquerda) e b) viga V2ref à direita, fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco .....	32
Figura 3-9 - Extensões obtidas do extensómetro próximo a junta B, extraída de Cavaco [25] .....	32
Figura 3-10 - Rotura das vigas V2ref e V2p, fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco .....	33

Figura 3-11 - Localização das juntas de interface na pormenorização A e B, extraído de Pacheco [26]	34
Figura 3-12 - Locais de aplicação das colas estruturais ICOSIT K101 e SIKALATEX na viga V1, extraído de Pacheco [26]	35
Figura 3-13 - Pormenorização adoptada nas vigas V2, V3 e V4, extraído de Pacheco [26]	35
Figura 3-14 - Diagrama de tensão - deformação do aço (em função dos diâmetros dos varões), extraído de Pacheco [26]	38
Figura 3-15 - Extensões a 1/2 vão nas quatro vigas, extraídas de Pacheco [26]	39
Figura 3-16: Diagrama Força - Deformação das vigas, extraído de Pacheco [26]	39
Figura 3-17 - Fendilhação na pormenorização A com cola ICOSIT K101 na viga V1, extraído de Pacheco [26]	40
Figura 3-18 - Fendilhação padrão na viga V2 na zona de extremidades (imagens em cima) e nas juntas interiores (imagens a baixo), extraídas de Pacheco [26]	41
Figura 3-19 - Fendilhação padrão na pormenorização A (imagem em cima) e pormenorização B (imagem em baixo) da viga V3, extraídas de Pacheco [26]	42
Figura 3-20: Diagrama de Carga-Deformação das vigas ensaiadas, extraído de Pacheco [26]	43
Figura 3-21 - Modo de rotura da viga V1 (esmagamento no banzo superior e escorregamentos na alma), extraído de Pacheco [26]	43
Figura 3-22 - Extensões obtidas na viga V2 nos extensómetros localizados a 1/2 vão, extraído de Pacheco [26]	44
Figura 3-23 - Modo de rotura da viga V4, extraído de Pacheco [26]	45
Figura 4-1: Diagrama tensão-deformação adoptado, extraído de Červenka [35]	50
Figura 4-2: Comportamento da viga em função da malha adoptada	55
Figura 4-3: Erro relativo, em comparação com a malha de 0,05 m	56
Figura 4-4: Análise de sensibilidade do passo	58
Figura 5-1: Diagrama Força – Deformação (D1) alcançado na análise numérica e ensaios experimentais a viga V1ref	61
Figura 5-2: Extensão monitorada nos ensaios experimentais e numéricos na viga V1ref	63
Figura 5-3: Extensão monitorada nos ensaios experimentais e numéricos na viga V1ref	63
Figura 5-4: Modo de rotura da viga V1ref, modelo numérico	64
Figura 5-5: Modo de rotura da viga V1ref, modelo experimental	64
Figura 5-6: Extensão nas armaduras longitudinais, no modelo numérico da viga V1p	65
Figura 5-7: Extensão no estribo, no modelo numérico e experimental da viga V1p	66
Figura 5-8: Modo de rotura no modelo experimental e numérico na viga V1p	66
Figura 5-9: Modo de rotura na viga V1p, com realce do deslizamento na junta A	67
Figura 5-10: Deslizamento nas juntas de interface da viga V1p	67
Figura 5-11: Diagrama Força - Deformação da viga V2ref para o modelo numérico e experimental	69
Figura 5-12: Extensões monitoradas nos estribos do modelo numérico e experimental	70
Figura 5-13: Extensão monitorada nas armaduras transversais próximo a junta B da viga V2ref (numérica)	70
Figura 5-14: Extensões monitoradas nas armaduras longitudinais, na viga V2ref	71
Figura 5-15: Modo de rotura alcançado no modelo numérico, para a viga V2ref	71
Figura 5-16: Modo de rotura alcançado no modelo experimental, para a viga V2ref	71
Figura 5-17: Diagrama de Força-deformação (D1) nos modelos numérico e experimental	72
Figura 5-18: Evolução das fendas na zona próxima a Junta A, no modelo numérico	73

Figura 5-19: a) Campo de compressões próximo a Junta A no modelo experimental (imagem à esquerda) e b) influência do apoio no modo de rotura (imagem à direita), fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco .....	73
Figura 5-20: Evolução das fendas na zona próxima à Junta B.....	74
Figura 5-21: Extensões monitoradas em armadura longitudinal pelo extensómetro L5.....	74
Figura 5-22: Extensão monitorada armadura longitudinal pelo extensómetro L6 .....	75
Figura 5-23: Extensão monitorada no estribo pelo extensómetro E7 .....	75
Figura 5-24: Modo de rotura global da viga V2p no modelo numérico .....	76
Figura 5-25: Modo de rotura global da viga V2p no modelo experimental, foto gentilmente cedida pelo professor Eduardo Cavaco .....	76
Figura 5-26: Pormenor de rotura da junta A, vista frontal (à direita) e inversa (à esquerda) .....	76
Figura 5-27: Deslocamentos plásticos nas interfaces da viga V2p .....	77
Figura 5-28: Deslizamento ocorrido nas juntas de interface .....	78
Figura 5-29: Comportamento das juntas J2, J3 (figura à esquerda) e J4 (figura à direita) .....	78
Figura 5-30: Extensões monitoradas pelos extensómetros E7, E8 e E9 no ensaio numérico.....	79
Figura 5-31: Extensões monitoradas pelos extensómetros E7, E8 e E9, no ensaio experimental, extraído de Pacheco [26].....	80
Figura 5-32: Extensões obtidas nos extensómetros (E17 a E19) no modelo numérico.....	80
Figura 5-33: Extensões obtidas nos extensómetros (E17 a E19) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	81
Figura 5-34: Modo de rotura da viga V1, no modelo numérico.....	81
Figura 5-35: Diagrama Força – Deformação (D1) na viga V1, modelo numérico.....	82
Figura 5-36: Diagrama Força – Deformação (D1) na viga V1 no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	82
Figura 5-37: Diagrama de Carga – Deformação (D1) da viga V2 (modelo numérico) .....	83
Figura 5-38: Extensões nas armaduras longitudinais, monitoradas no modelo numérico da viga V2 .	84
Figura 5-39: Extensões nas armaduras longitudinais, monitoradas no ensaio experimental da viga V2 (extraído de Pacheco [26]) .....	84
Figura 5-40: Extensões monitoradas em estribos próximos à junta J2, no modelo numérico da viga V2 .....	85
Figura 5-41: Extensões monitoradas em estribos próximos à junta J2, no modelo experimental da viga V2 (extraído de Pacheco [26]) .....	85
Figura 5-42: Comportamento das juntas de interface na viga V2.....	86
Figura 5-43: Modo de rotura da viga V2, modelo numérico (à esquerda) e experimental (à direita)..	86
Figura 5-44: Modo de rotura da viga V2, modelo numérico.....	87
Figura 5-45: Convergência da viga V3 .....	88
Figura 5-46: Extensões nas armaduras longitudinal, monitorada no modelo numérico da viga V3 ....	89
Figura 5-47: Extensões nas armaduras longitudinais, monitoradas no ensaio experimental da viga V3 (extraído de Pacheco [26]) .....	89
Figura 5-48: Modo de rotura da viga V3 .....	90
Figura 5-49: Estado final da viga V3 (experimental), extraído de Pacheco [26] .....	90
Figura 5-50: Modo de rotura da viga V3, à esquerda (modelo experimental) e à direita (modelo numérico) .....	90
Figura 5-51: Extensão na armadura longitudinal, na viga V4 (numérica) .....	92
Figura 5-52: Deslocamento plástico nas juntas de interface, Viga V4 (numérico) .....	92

Figura 5-53: Modo de rotura do modelo numérico (imagem à direita) e modelo experimental (imagem à esquerda, extraída de Pacheco [26]).....	93
Figura 6-1: Diagrama de Carga - Deformação da viga V1p para diversos parâmetros .....	96
Figura 6-2: Extensões monitoradas em estribos próximos à junta A.....	96
Figura 6-3: Extensões monitoradas em armaduras de flexão, na junta B da viga V1p .....	97
Figura 6-4: Extensões monitoradas em armaduras de flexão, na junta B da viga V1p.....	97
Figura 6-5: Extensões monitoradas em armaduras de flexão, na junta A da viga V1p.....	98
Figura 6-6: Deslocamento nas interfaces da viga V1 no modelo inicial (200 steps) .....	100
Figura 6-7: Deslocamento nas interfaces da viga V1 no modelo com 1000 steps.....	100
Figura 6-8: Deslocamento nas interfaces da viga V1 para $\mu = 0,5$ e $ft = 0,7 \cdot fctm$ (1000 steps) .....	100
Figura 6-9: Deslocamento nas interfaces da viga V1 para $\mu = 0,7$ e $ft = 0,7 \cdot fctm$ (1000 steps) .....	101
Figura 6-10: Deslizamento na junta J1 .....	103
Figura 6-11: Deslizamento na junta J2 .....	103
Figura 6-12: Deslizamento na junta J4 .....	103
Figura 6-13: Deslizamento na junta J3 .....	103
Figura A.1. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1ref (modelo numérico e experimental) .....	112
Figura A.1. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V1ref (modelo numérico e experimental) .....	112
Figura A.1. 3: Diagrama Força – Deformação (D3) para a viga V1ref (modelo numérico e experimental) .....	113
Figura A.1. 4: Extensões obtidas no extensómetro (E2) no modelo numérico e experimental .....	113
Figura A.1. 5: Extensões obtidas no extensómetro (E4) no modelo numérico e experimental .....	114
Figura A.1. 6: Extensões obtidas no extensómetro (E6) no modelo numérico e experimental .....	114
Figura A.1. 7: Extensões obtidas no extensómetro (L1) no modelo numérico e experimental.....	115
Figura A.1. 8: Extensões obtidas no extensómetro (L2) no modelo numérico e experimental.....	115
Figura A.1. 9: Extensões obtidas no extensómetro (L5) no modelo numérico e experimental.....	116
Figura A.1. 10: Extensões obtidas no extensómetro (L8) no modelo numérico e experimental.....	116
Figura A.1. 11: Evolução das fendas no modelo experimental e numérico na viga V1ref.....	117
Figura A.1. 12: Resistência a tracção no final da análise.....	118
Figura A.1. 13: Modo de rotura/ largura das fendas.....	118
Figura A.2. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1p (modelo numérico e experimental) .....	119
Figura A.2. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V1p (modelo numérico e experimental) .....	119
Figura A.2. 3: Extensões obtidas no extensómetro (E1) no modelo numérico e experimental .....	120
Figura A.2. 4: Extensões obtidas no extensómetro (E3) no modelo numérico e experimental .....	120
Figura A.2. 5: Extensões obtidas no extensómetro (E4) no modelo numérico e experimental .....	121
Figura A.2. 6: Extensões obtidas no extensómetro (E6) no modelo numérico e experimental .....	121
Figura A.2. 7: Extensões obtidas no extensómetro (L1) no modelo numérico e experimental.....	122



Figura A.2. 8: Extensões obtidas no extensómetro (L3) no modelo numérico e experimental.....	122
Figura A.2. 9: Extensões obtidas no extensómetro (L5) no modelo numérico e experimental.....	123
Figura A.2. 10: Extensões obtidas no extensómetro (L6) no modelo numérico e experimental.....	123
Figura A.2. 11: Evolução das fendas no modelo experimental e numérico na viga V1p .....	124
Figura A.2. 12: Modo de rotura/ largura das fendas na viga V1p .....	125
Figura A.2. 13: Tensões normais as interfaces da viga V1p .....	125
Figura A.2. 14: Deslocamento nas juntas de interface da viga V1p .....	125
Figura A.3. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V2ref (modelo numérico e experimental) .....	126
Figura A.3. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V2ref (modelo numérico e experimental) .....	126
Figura A.3. 3: Diagrama Força – Deformação (D3) para a viga V2ref (modelo numérico e experimental) .....	127
Figura A.3. 4: Extensões obtidas no extensómetro (E2) no modelo numérico e experimental .....	127
Figura A.3. 5: Extensões obtidas no extensómetro (E4) no modelo numérico e experimental .....	128
Figura A.3. 6: Extensões obtidas no extensómetro (E5) no modelo numérico e experimental .....	128
Figura A.3. 7: Extensões obtidas no extensómetro (E8) no modelo numérico e experimental .....	129
Figura A.3. 8: Extensões obtidas no extensómetro (L1) no modelo numérico e experimental.....	129
Figura A.3. 9: Extensões obtidas no extensómetro (L2) no modelo numérico e experimental.....	130
Figura A.3. 10: Extensões obtidas no extensómetro (L3) no modelo numérico e experimental.....	130
Figura A.3. 11: Extensões obtidas no extensómetro (L6) no modelo numérico e experimental.....	131
Figura A.3. 12: Extensões obtidas no extensómetro (L8) no modelo numérico e experimental.....	131
Figura A.3. 13: Evolução do padrão de fendilhação na viga V2ref.....	132
Figura A.3. 14: Modo de rotura/ Local de formação das rótulas plásticas na viga V2ref .....	133
Figura A.4. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V2p (modelo numérico e experimental) .....	134
Figura A.4. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V2p (modelo numérico e experimental) .....	134
Figura A.4. 3: Diagrama Força – Deformação (D3) para a viga V2p (modelo numérico e experimental) .....	135
Figura A.4. 4: Extensões obtidas no extensómetro (E3) no modelo numérico e experimental .....	135
Figura A.4. 5: Extensões obtidas no extensómetro (E5) no modelo numérico e experimental .....	136
Figura A.4. 6: Extensões obtidas no extensómetro (E7) no modelo numérico e experimental .....	136
Figura A.4. 7: Extensões obtidas no extensómetro (E8) no modelo numérico e experimental .....	137
Figura A.4. 8: Extensões obtidas no extensómetro (E9) no modelo numérico e experimental .....	137
Figura A.4. 9: Extensões obtidas no extensómetro (L2) no modelo numérico e experimental.....	138
Figura A.4. 10: Extensões obtidas no extensómetro (L3) no modelo numérico e experimental.....	138
Figura A.4. 11: Extensões obtidas no extensómetro (L6) no modelo numérico e experimental.....	139
Figura A.4. 12: Extensões obtidas no extensómetro (L7) no modelo numérico e experimental.....	139
Figura A.4. 13: Evolução do padrão de fendilhação da viga V2p .....	140
Figura A.4. 14: Largura das fendas na viga V2p.....	141
Figura A.4. 15: Deslocamento nas interfaces da viga V2p .....	141

Figura B.1. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1 (modelo numérico) .....	144
Figura B.1. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1 (modelo experimental), extraído de Pacheco [26] .....	144
Figura B.1. 3: Extensões obtidas nos extensómetros (E1 a E3) no modelo numérico .....	145
Figura B.1. 4: Extensões obtidas nos extensómetros (E1 a E3) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	145
Figura B.1. 5: Extensão nas armaduras longitudinais, obtidas pelos extensómetros (E17 a E19) no modelo numérico .....	146
Figura B.1. 6: Extensões nas armaduras longitudinais, obtidas pelos extensómetros (E17 a E19) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	146
Figura B.1. 7: Extensões obtidas nos extensómetros (E21 a E23) no modelo numérico .....	147
Figura B.1. 8: Extensões obtidas nos extensómetros (E21 a E23) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	147
Figura B.1. 9: Evolução do padrão de fendilhação da viga V1 .....	148
Figura B.1. 10: Modo de rotura final da viga V1 (modelo numérico).....	148
Figura B.1. 11: Modo de rotura final da viga V1 (modelo experimental), extraído de Pacheco [26] .	148
Figura B.1. 12: Modo de rotura/ largura das fendas na viga V1 .....	149
Figura B.1. 13: Tensões normais nas interfaces na viga V1.....	149
Figura B.2. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V2 (modelo numérico) .....	150
Figura B.2. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V2 (modelo experimental), extraído de Pacheco [26] .....	150
Figura B.2. 3: Extensões obtidas nos extensómetros (E1 a E3) no modelo numérico .....	151
Figura B.2. 4: Extensões obtidas nos extensómetros (E21 a E23) no modelo experimental, extraída de Pacheco [26] .....	151
Figura B.2. 5: Extensões obtidas nos extensómetros (E4 a E6) no modelo numérico .....	152
Figura B.2. 6: Extensões obtidas nos extensómetros (E4 a E6) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	152
Figura B.2. 7: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo numérico .....	153
Figura B.2. 8: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	153
Figura B.2. 9: Extensões obtidas nos extensómetros (E15, E24 e E25) no modelo numérico .....	154
Figura B.2. 10: Extensões obtidas nos extensómetros (E15, E24 e E25) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26].....	154
Figura B.2. 11:Extensões obtidas nos extensómetros (E17 a E19) no modelo numérico.....	155
Figura B.2. 12: Extensões obtidas nos extensómetros (E17 a E19) no modelo experimental, extraído de Pacheco [[26]] .....	155
Figura B.2. 13: Evolução do padrão de fendilhação na viga V2 .....	156
Figura B.2. 14: Modo de rotura da viga V2/ largura das fendas .....	156
Figura B.2. 15: Tensões normais a interfaces da viga V2 .....	157
Figura B.2. 16: Deslocamento plástico nas interfaces da viga V2 .....	157

Figura B.3. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V3 (modelo numérico) .....	158
Figura B.3. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V2 (modelo experimental), extraído de Pacheco [26] .....	158
Figura B.3. 3: Extensões obtidas nos extensómetros (E4 a E6) no modelo numérico .....	159
Figura B.3. 4: Extensões obtidas nos extensómetros (E4 a E6) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	159
Figura B.3. 5: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo numérico .....	160
Figura B.3. 6: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo experimental, extraído do Pacheco [26] .....	160
Figura B.3. 7: Extensões obtidas nos extensómetros (E15 a E17) no modelo numérico .....	161
Figura B.3. 8: Extensões obtidas nos extensómetros (E15 a E17) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	161
Figura B.3. 9: Extensões obtidas nos extensómetros (E19 e E20) no modelo numérico .....	162
Figura B.3. 10: Extensões obtidas nos extensómetros (E19 e E20) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	162
Figura B.3. 11: Evolução do padrão de fissuração na viga V3 .....	163
Figura B.3. 12: Modo de rotura final na viga V3 (numérica) .....	163
Figura B.3. 13: Modo de rotura final na viga V3 (experimental), extraído de Pacheco [26] .....	163
Figura B.3. 14: Tensões normais as interfaces da viga V3 .....	164
Figura B.3. 15: Deslocamento plástico nas interfaces da viga V3 .....	164
Figura B.4. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V4 (modelo numérico) .....	165
Figura B.4. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V4 (modelo experimental), extraído de Pacheco [26] .....	165
Figura B.4. 3: Extensões obtidas nos extensómetros (E4 a E6) no modelo numérico .....	166
Figura B.4. 4: Extensões obtidas nos extensómetros (E4 a E6) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	166
Figura B.4. 5: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo numérico .....	167
Figura B.4. 6: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	167
Figura B.4. 7: Extensões obtidas nos extensómetros (E16, E26 e E27) no modelo numérico .....	168
Figura B.4. 8: Extensões obtidas nos extensómetros (E16, E26 e E27) no modelo experimental, extraído de Pacheco [26] .....	168
Figura B.4. 9: Evolução do padrão de fendilhação na viga V4 .....	169
Figura B.4. 10: Modo de rotura final da viga V4 (modelo numérico) .....	169
Figura B.4. 11: Modo de rotura final da viga V4 (modelo experimental), extraído de Pacheco [26] ..	169
Figura B.4. 12: Modo de rotura/Largura da abertura de fendas na viga V4 .....	170
Figura B.4. 13: Tensões nas interfaces na viga V4 .....	170
Figura B.4. 14: Deslocamento plástico nas interfaces da viga V4 .....	171



# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

EC2	Euro Código 2
FCM	Fixed Crack Model
MC 90	Model Code 1990
NEHRP	National Earthquake Harzards Reduction Program
RCM	Rotated Crack Model

## Siglas

FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologias
UNL	Universidade Nova de Lisboa
IST	Instituto Superior Técnico
UL	Universidade de Lisboa

## Letras minúsculas latinas

$b_i$	largura da junta
$d_{elemento\ finito}$	dimensão da malha de elemento finito
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção
$f_{cm}$	resistência à compressão média do betão [MPa]
$f_{cm0}$	resistência à compressão média base do betão [MPa]
$f_{cm,cube}$	resistência a compressão média do betão, ensaio em provete cúbico
$f_{cm,cil}$	resistência a compressão média do betão, ensaio em provete cilíndrico
$f_{cc}$	resistência a compressão cilíndrica do betão
$f_k^f$	superfície de falha de Rankine
$f_t$	resistência do betão à tracção uniaxial
$f_{t,ij}$	resistência a tracção da junta de interface

$f_y$	tensão de cedência à tracção das armaduras não pré-esforçadas
$n_i^k$	eigenvectors para definir a direcção k
$n_j^k$	eigenvectors para definir a direcção k
$t$	espessura junta de interface
$z$	braço do binário da secção composta

## Letras maiúsculas latinas

$A_i$	área da junta
$A_s$	área da armadura que atravessa a junta de interface
$C$	coeficiente de coesão
$D$	diâmetro médio da área coberta pela areia
$D_{máx}$	máxima dimensão do agregado
$E$	módulo de elasticidade do betão
$G$	módulo de distorção do betão
$G_{F,0}$	valor base de energia de fractura [Nmm/mm <sup>2</sup> ]
$G_F$	energia de fractura [Nmm/mm <sup>2</sup> ]
$K_{nn}$	rigidez normal
$K_{tt}$	rigidez tangencial
$K_{nn,min}$	rigidez normal mínimo
$K_{tt,min}$	rigidez tangencial mínimo
MTD	profundidade média da textura
$V$	volume da areia
$V_{Ed}$	valor de esforço transversal
$v_{Edi}$	valor de cálculo de tensão tangencial na junta
$v_{Rdi}$	valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta

## Letras gregas

$\alpha$	ângulo entre a armadura e a interface
$\beta$	relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço

	longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tracção
$\delta_i$	deformação imposta (incremento)
$\delta_{m\acute{a}x}$	deformação máxima
$\varepsilon_{sy}$	extensão de cedência do aço
$\dot{\varepsilon}_{ij}$	deformação total, assumindo pequenas deformações
$\dot{\varepsilon}_{ij}^e$	parcela elástica da deformação
$\dot{\varepsilon}_{ij}^P$	parcela plástica da deformação
$\dot{\varepsilon}_{ij}^f$	parcela de fractura da deformação
$k$	factor de interacção
$\mu$	coeficiente de atrito
$\nu$	coeficiente de redução da resistência
$\rho$	percentagem de armadura
$\sigma_n$	tensão normal na interface, devido as acções externas
$\dot{\sigma}_{ij}$	tensor de tensão





# 1. Introdução

## 1.1.Considerações preliminares

Nos últimos anos, tem-se assistido em Portugal a uma redução da indústria de pré-fabricação a um ritmo considerável. No entanto, a nível mundial ou até mesmo em alguns países europeus tem-se verificado precisamente o oposto, com a pré-fabricação a ser cada vez mais utilizada.

Segundo Camara [1], os elementos pré-fabricados têm sido utilizados principalmente em estruturas industriais e de grandes superfícies comerciais, em situações com alguma repetitividade, assim como em pontes e viadutos. No entanto, em edifícios correntes, tem havido alguma “descriminação” sendo, muitas vezes, preterida em relação a soluções tradicionais com betonagem “in situ” (monolítica), mesmo quando haveria vantagens claras em relação a aquelas soluções.

De acordo com Lúcio [2], comparativamente com a solução moldada em obra, a solução pré-fabricada pode apresentar, em geral, inúmeras vantagens, entre as quais:

- Melhoria na qualidade das estruturas;
- Utilização de mão-de-obra especializada;
- Redução de prazos de execução das obras;
- “Maior controlo físico e financeiro” (redução dos custos)

O facto de os elementos serem produzidos em fábrica (produção em série), permite um bom controlo do que é realizado através de processos e organização de trabalhos especializados. É possível com a utilização de processos tecnologicamente mais avançados, obter peças com resistência claramente superior às obtidas em obra, isto através da utilização mais eficiente de betões especiais com recurso a fibras e/ou betões de alta resistência.

A pouca ênfase dado ao ensino destas soluções, o desconhecimento por parte de técnicos e empresas em relação às vantagens oferecidas por estas estruturas e o facto de se querer evitar comprometer o projecto inicial a uma solução pré-fabricada poderão estar entre as razões da pouca utilização em edifícios. Nas soluções pré-fabricadas, em zonas de moderada ou alta sismicidade, as ligações entre os elementos têm preocupado os projectistas pois situam-se normalmente onde há maiores esforços, sendo actualmente objecto de vários estudos de investigação com o objectivo de assegurar a estas um bom comportamento sísmico.

Várias são as soluções propostas por diversos autores, sendo que têm em comum a procura na garantia de requisitos de ductilidade e resistência adequados.

## **1.2.Objectivos da dissertação**

A presente dissertação tem como objectivo a modelação e uma análise cuidada de ligações com armadura contínua entre elementos pré-fabricados de betão armado.

São modeladas várias ligações viga-pilar, com o objectivo de aferir o seu comportamento quando sujeito a situação de esforços transversos e flector elevados.

Esta dissertação foi efectuada recorrendo a resultados de ensaios realizados anteriormente no Instituto Superior Técnico (IST). No âmbito do projecto de investigação PRECASEISMIC entre a Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa e o Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, pretende-se dar continuação ao trabalho já realizado e assim, o trabalho desenvolvido para a elaboração desta tese contribuirá à tarefa incorporada no projecto PRECASEISMIC.

Assim, um dos objectivos será o de verificar computacionalmente através do software comercial ATENA Engineering, se os fenómenos e valores obtidos através do programa de cálculo aproximam-se dos valores experimentais.

É de realçar que a referida investigação surge após constatar-se que há falta de regulamentação para o correcto dimensionamento de ligações de elementos pré-fabricados. Os regulamentos só agora começam a apresentar recomendações para o dimensionamento e pormenorização deste tipo de estruturas, em particular das ligações. Na situação já referida de esforços de corte e flexão elevados as normas tornam-se menos eficazes para o estudo e verificação a segurança das juntas.

Esta dissertação também deverá permitir fazer algumas recomendações para o mais conveniente dimensionamento deste tipo de ligações.

## **1.3.Organização da dissertação**

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, cujo conteúdo passa-se a explicar.

O primeiro capítulo onde é feita uma introdução ao tema e o que motivou o presente trabalho, incluindo o objectivo a alcançar. No segundo capítulo, faz-se a introdução aos elementos pré-fabricados, dando a conhecer os tipos de sistemas estruturais existentes, as ligações comumente adoptadas e as suas vantagens e desvantagens. Faz-se ainda referência a alguns trabalhos que têm sido desenvolvidos por diversos pesquisadores e uma abordagem à regulamentação existente.

Sendo que o presente trabalho tem por base trabalhos de investigação experimentais realizados anteriormente no âmbito de dissertação de mestrados, no terceiro capítulo é realizado a descrição destes ensaios experimentais e dos resultados alcançados (nas duas fases de investigação).

O quarto capítulo é relativo ao processo de modelação no ATENA 3D. Neste capítulo dá-se a conhecer a forma como as várias vigas foram modeladas, descrevendo as soluções adoptadas, explicando sempre que necessário os coeficientes aconselhados para a modelação neste software ou valores regulamentares utilizados.

O quinto capítulo refere-se aos resultados numéricos alcançados, para as várias vigas modeladas. Onde dá-se especial atenção aos fenómenos ocorridos nas juntas de interfaces. É ainda feita uma comparação entre os resultados numéricos obtidos e os experimentais.

No sexto capítulo é feita uma optimização de alguns parâmetros adoptados durante a modelação e que se julga poderem influenciar os resultados. Para isso escolheram-se duas vigas de acordo com os resultados apresentados pelas mesmas.

No sétimo capítulo, é feito o ponto de situação sobre o trabalho desenvolvido, onde se relata as conclusões decorrentes do trabalho e os desenvolvimentos futuros.



## 2. Elementos pré-fabricados

### 2.1. Sistemas estruturais

Actualmente é possível tirar partido dos mais variados sistemas pré-fabricados em betão armado em várias áreas de actuação da engenharia civil. Seja em pontes, hidráulica (abastecimento e tratamento de água) e estruturas de edifícios correntes e/ou industriais, existe um número significativo de soluções, variando muitas vezes em pequenos detalhes de cada fabricante.

Em estruturas de edifícios, os sistemas mais comuns segundo Proença [3] são as estruturas reticuladas e as estruturas constituídas por painéis de paredes resistentes. Existem ainda os sistemas celulares, estes pouco utilizados em Portugal.

É possível a utilização de dois ou mais sistemas num edifício, sendo no entanto necessário não esquecer que a padronização é um instrumento importante na redução de custos na pré-fabricação. Como indica Van Acker [4], a padronização possibilita a repetição de trabalhos, o que permite experiência e logo melhor qualidade com baixos custos.

As estruturas reticuladas podem ou não ser totalmente pré-fabricadas. Constituídos por pilares e vigas feitas em fábricas, estas podem ser simplesmente unidas em obra ou ser ainda parcialmente betonadas em obra na zona de ligações entre os diferentes elementos.

Os painéis de parede resistentes consistem em módulos de painéis feitos em fábrica que são depois unidos em obra, através de juntas verticais e horizontais. Estes podem conter embebida tubulações, isolamento térmico e/ou acústico, proporcionando assim iguais condições sanitárias e higrotérmicas.

Os sistemas celulares são totalmente feitos em fábrica, sendo que apenas se procede ao transporte e montagem dos mesmos. Estes são constituídos por módulos, como se pode ver na Figura 2-1, podendo a laje fazer parte do módulo ou não.



Figura 2-1 - Sistemas celulares, extraído de [www.oldcastleprecast.com](http://www.oldcastleprecast.com) em 30/03/2013

O sistema adoptado não condiciona os acabamentos, sendo possível obter acabamentos de grande qualidade por exemplo em edifícios de escritórios ou habitação, como mostra a Figura 2-2.



Figura 2-2: Acabamentos em Betão Armado num sistema de painéis de parede resistente, extraído de [www.google.pt](http://www.google.pt) em 31/03/2013

Qualquer que seja a opção relativamente aos sistemas pré-fabricados, a vantagem deste relativamente à solução betonada “in-situ” advém da rapidez que este introduz no processo construtivo. Agregada a rapidez está a qualidade e o controlo dos custos. Note-se que o facto de se produzir em fábrica, permite a utilização moldes metálicos, de mesas vibradoras e vibração a cofragem, cura por vapor ou com piso radiante (permitindo acelerar as reações de hidratação de cimento), Lúcio [2]. A utilização destas tecnologias permite obter peças com maior rigor geométrico que em obra, podendo em casos especiais ter tolerâncias “quase” ao milímetro. Sendo importante arquitectonicamente é igualmente possível obter acabamentos com texturas ou cores, assim como faces lisas.

As estruturas pré-fabricadas devem ser projectadas desde o início como as de soluções monolítica. Acker [4] indica que é mais fácil obter um bom projecto se a estrutura for planeada como pré-fabricada desde a fase preliminar do que se for apenas uma adaptação da solução monolítica. É perceptível este argumento uma vez que nesta área, a coordenação entre as várias especialidades é fundamental, assim como a necessidade do projecto ser bastante detalhado, Lúcio [5]. O transporte e

a montagem constituem igualmente uma preocupação na pré-fabricação. O transporte aparece como grande condicionante nas dimensões das peças pré-fabricadas uma vez que existe um limite de peso, largura e comprimento para transportes correntes, correspondendo respectivamente a 25 ton, 2,5 m e 25 m. Assim muitas vezes as dimensões dos elementos pré-fabricados devem-se a limitação do transporte e não as decisões do projectista, originando assim o aparecimento de ligações em zonas menos desejáveis na estrutura. A montagem acarreta risco de queda durante o manuseamento e por ser um procedimento com algum grau de especialização, tem custos associados, assim como o de transporte.

Pompeu dos Santos [6], propõe para estruturas reticuladas uma distinção de acordo com a sua segmentação em elementos de pré-fabricados. São possíveis adoptar dois tipos de segmentação. Segmentação linear e segmentação não linear (vigas e pilares em conjuntos), como indica a Figura 2-3. A segmentação não linear é pouco utilizada devido a dificuldades ao nível de transporte do elemento para a obra.

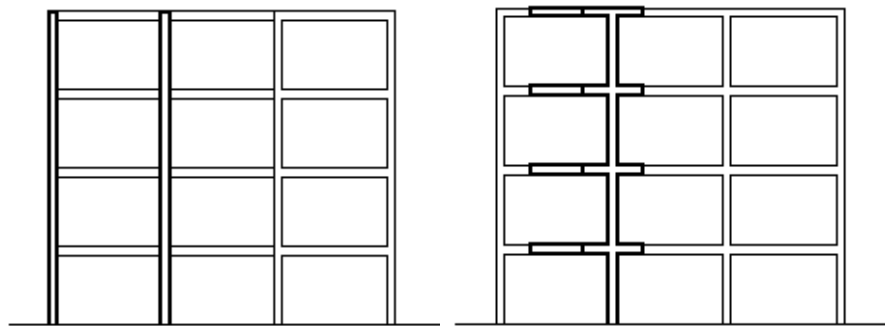


Figura 2-3 - Divisão em segmentos lineares (esquerda) e segmentos não lineares (direita),

Adaptado de Pompeu dos Santos [7]

### 2.2. Ligação entre elementos

Os sistemas reticulados podem ou não apresentar continuidade de esforços entre si, dependendo da ligação que se entender adoptar. Um exemplo claro de estruturas pré-fabricadas sem continuidade de esforços são os edifícios industriais. Por norma nestes edifícios, as vigas apenas apoiam-se em consolas curtas não transmitindo esforços de flexão.

O tipo de ligações existentes entre os elementos é outra forma de classificar uma estrutura pré-fabricada.

Assim, relativamente a classificação de ligações, Pompeu dos Santos [6] indica quatro possíveis tipos de classificações. Sendo elas:

- Quanto ao tipo de elementos ligados

- Quanto aos esforços transmitidos
- Quanto ao processo de execução
- Quanto ao comportamento das ligações à flexão

O primeiro critério colhe bastante consenso, sendo também indicado de uma forma mais abrangente pelo PCI [8].

No Quadro 2-1 apresentado a seguir indica-se as “características” das ligações dependendo do tipo de classificação.

**Quadro 2-1 - Classificação das ligações**

Classif.	Quanto ao tipo de elementos ligados	Quanto aos esforços transmitidos	Quanto ao processo de execução	Quanto ao comportamento das ligações à flexão
Caract.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pilar-fundação</li> <li>• Pilar-pilar</li> <li>• Pilar-viga (primária ou secundária)</li> <li>• Viga-viga</li> <li>• Viga-parede</li> <li>• Laje-viga</li> <li>• Laje-laje</li> <li>• Laje-parede</li> <li>• Parede-fundação</li> <li>• Parede-parede</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• De tracção</li> <li>• De Compressão</li> <li>• De flexão</li> <li>• De corte</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aparafusadas</li> <li>• Atrito</li> <li>• Coladas</li> <li>• De continuidade betonadas em obra</li> <li>• Pré-esforçada</li> <li>• Soldadas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Articuladas</li> <li>• Semi-rígidas</li> <li>• Rígidas</li> </ul>

A seguir, indica-se a Figura 2-4 na qual consta algumas das ligações possíveis de realizar em estruturas reticuladas. De uma forma geral congrega todas as mencionadas anteriormente no Quadro 2-1.



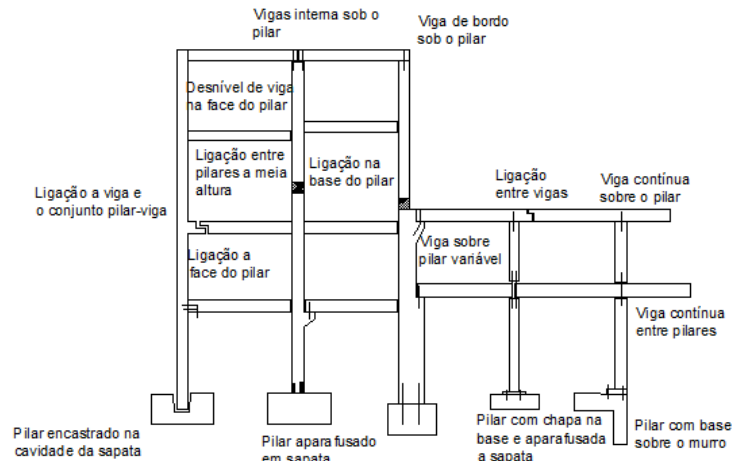


Figura 2-4 - Ligações em estruturas reticuladas, adaptado de Elliot [9]

### 2.2.1. Ligação Pilar-Fundação

A ligação entre estes dois elementos pode ser entre pré-fabricados ou em alguns casos a fundação é betonada “in-situ”. Na situação em que ambos são pré-fabricados, as ligações mais utilizadas encontram-se indicadas na Figura 2-5.

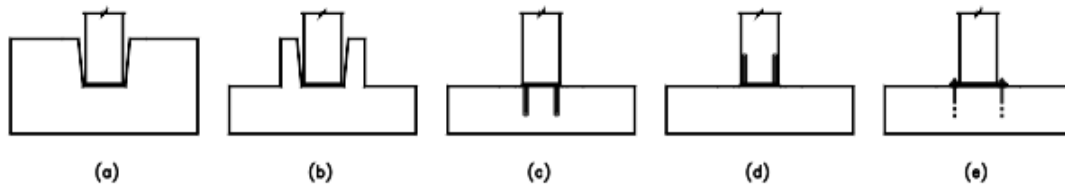


Figura 2-5 - Ligação Pilar-Fundação, extraído de Lúcio [10]

Na figura, os dois primeiros exemplos correspondem situação em que os pilares são encastrados na cavidade da sapata. Para tal, após a colocação do pilar na cavidade, este “é apurcado com o auxílio de cunhas que são posicionadas entre as faces laterais dos pilares [11]. Por fim, coloca-se betão ou argamassa não retráctil na cavidade da fundação. O material de preenchimento deve apresentar uma resistência a compressão mínima (Elliot indica  $f_c=40$  MPa). Note-se que, para que esta (cavidade) garanta o encastramento a sua altura deve ser correctamente dimensionada para esse fim. Para edifícios altos (pilares de grande secção), esta ligação apresenta o inconveniente de possuir cavidades profundas, o que dificulta o correcto preenchimento da cavidade.

Os exemplo c) e d) correspondem a uma ligação em que varões são introduzidos em aberturas deixadas especialmente para a conexão. São deixadas armaduras salientes da fundação ou do pilar em que depois são introduzidas nas referidas aberturas. Estes orifícios são depois selados com *grout*

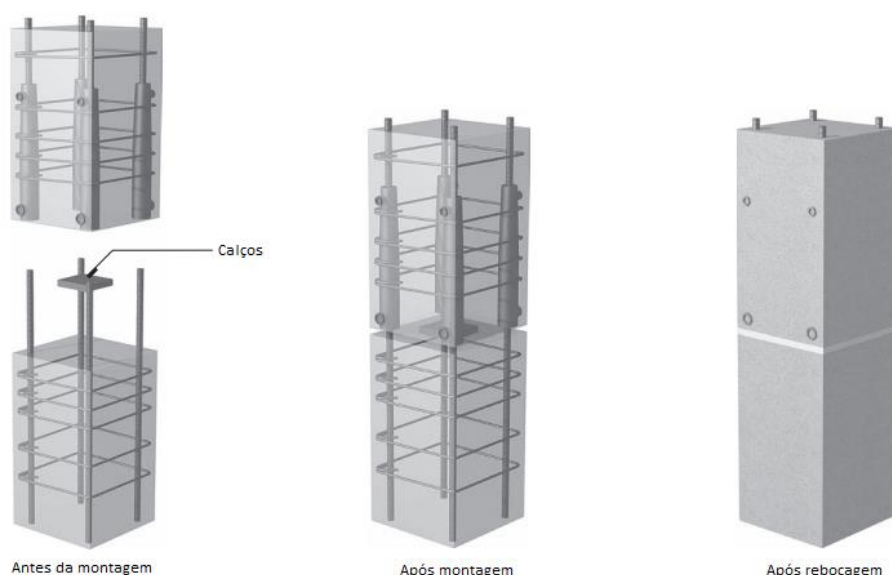
*fluido*, e de acordo com Elliot [9], estes devem ter uma capacidade de resistência a compressão de pelo menos 40 MPa, devendo ser igualmente superior à resistência do betão do pilar.

O último exemplo corresponde a uma ligação muito semelhante às efectuadas em estruturas metálicas. Nesta existe uma chapa de aço na base do pilar, encontrando-se ligado as armaduras longitudinais do pilar. A ligação entre a fundação e o pilar é feita através de varões roscados embebidos na fundação e que depois é aparafusada a mencionada chapa através de porcas. Enfim, a chapa e os varões roscados deverão ser tratados ou rebocados com argamassa não recontrátil de forma a limitar o risco de corrosão do aço. Esta ligação de simples execução, apresenta a desvantagem de ser menos rígida que as anteriores e de necessitar de tratamento contra agentes atmosféricos.

### 2.2.2. Ligação Pilar-Pilar

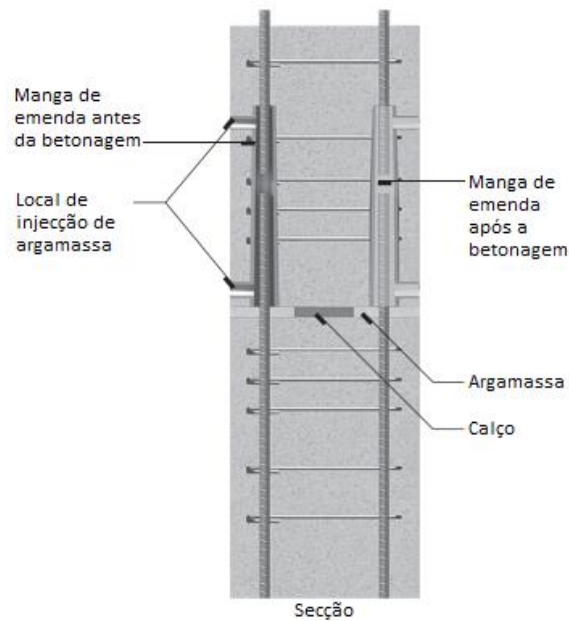
Este tipo de ligações, nas extremidades ou nas zonas intermédias sempre que possível deve ser evitado em zonas sísmicas, Proença [3]. No entanto a ser feita, esta poderá ser concretizada das seguintes formas: através de ligação com armaduras de continuidades, ligação com chumbadouros.

A ligação com armaduras de continuidade é muito semelhante ao anteriormente explicado na ligação pilar-fundação indicados nos exemplos c) e d) da Figura 2-5. São deixadas salientes armaduras de continuidade (flexão) num dos segmentos dos pilares, ao qual é depois introduzida nas cavidades do outro seguimento. A continuidade entre as armaduras é efectuada através da sobreposição de armaduras ou emendas mecânicas, como se pode ver na Figura 2-6 e Figura 2-7, Silva [12].

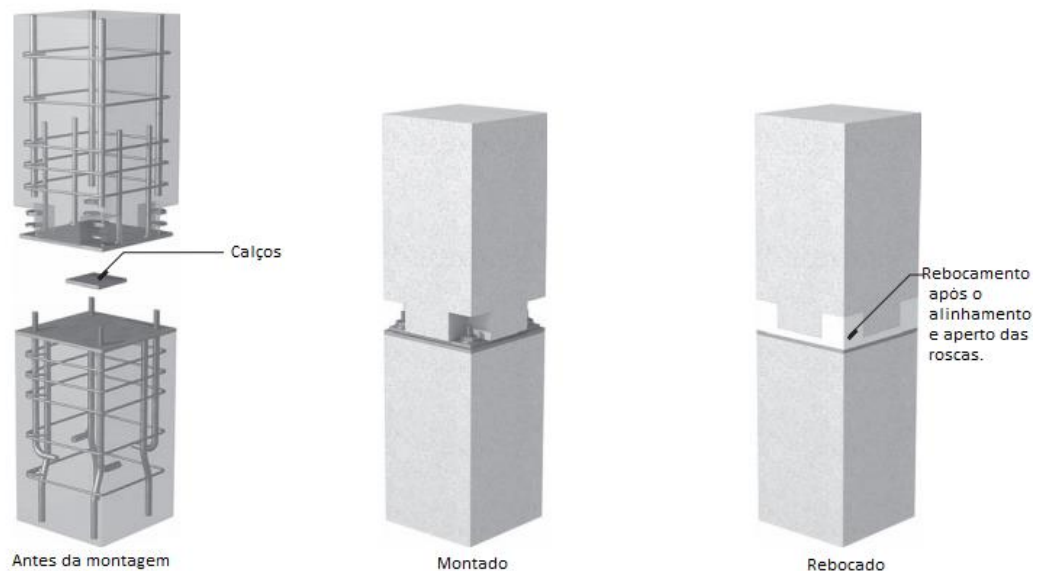


**Figura 2-6 - Ligação Pilar-Pilar com continuidades de armadura, através de emendas mecânicas, adaptado de Allen et al [13]**

A ligação através de chumbadouros mostrada na Figura 2-8, tem o mesmo princípio de funcionamento que o aplicado na ligação pilar-fundação com chapas metálicas na base (Figura 2-5, exemplo e)). Nesta ligação, existe uma chapa na base de um módulo de pilar a ser ligado que é aparafusada a varões roscados (chumbadouros) existentes na parte superior do pilar existente. Após o aparafusamento, as cavidades existentes devido a ligação é preenchida com argamassa, que também contribui para evitar a corrosão no aço devido as acções atmosféricas.



**Figura 2-7 - Pormenor da Ligação Pilar-Pilar com recurso a chumbadouros, adaptado de Allen et al [13]**



**Figura 2-8- Ligação Pilar-Pilar com recurso a chumbadouros, adaptado de Allen et al [13]**

### 2.2.3. Ligação Pilar-Viga

A ligação Pilar-Viga talvez possa ser considerada a mais importante das ligações em estruturas pré-fabricadas reticuladas. Com grande influência no comportamento de estruturas porticada, esta ligação apresenta diversas variantes [14]. As ligações a realizar, podem apresentar ou não continuidades de esforços. Apesar de ser a mais comprometida em termos sísmicos, a ligação com continuidade de esforços (momento flector), em comparação com a ligação simples sem transmissão de momentos apresenta como desvantagem a complexidade na concepção e execução da mesma. Assim, far-se-á de seguida a apresentação de algumas variantes que se julgam interessantes.

#### a) Ligações sem continuidade

De entre as ligações frequentemente utilizadas, menciona-se as soluções com vigas indentadas ou a solução com vigas constantes e consolas aparentes. Este tipo de solução é normalmente utilizado em edifícios industriais na ligação asna-pilar e ligação de piso, possuindo o mesmo princípio de funcionamento, Silva [12]. Neste tipo de ligação, a viga assenta sobre a consola curta, saliente do pilar como pode ser visto na Figura 2-9. Entre a consola e a viga existe uma camada de argamassa, chapas metálicas ou neoprene simples (podendo ser reforçadas com chapas metálicas), que permite fazer uma correcta distribuição de tensões de compressão na zona de contacto entre a viga e a consola, Lúcio [11]. A colocação de ferrolhos embebidos na consola e aparafusados a viga, permite além de transmissão de esforços axiais, resistir as acções de torção, em particular na fase da construção. Note-se que a cavidade envolta dos ferrolhos deve ser preenchida por argamassa de forma a evitar a corrosão do aço.



Figura 2-9: Ligação sem continuidade de esforços, extraído de Lúcio [15]

#### b) Ligações com continuidade

**Ligação com pré-esforço** – este tipo de ligação pode ser feita com pré-esforço ao longo do pórtico ou então com pré-esforço apenas na zona das juntas.

Na ligação com pré-esforço apenas na zona das juntas, as vigas pré-fabricadas apoiam-se nas consolas curtas e o espaço existente sobre o pilar, entre as vigas, é preenchido com betão moldado em obra, aumentando assim o grau de monolitismo da estrutura. Posteriormente as barras de aço de pré-esforço são tensionadas garantindo assim uma ligação mais coesa e permitindo controlar fenómenos de fissuração devido a variação da temperatura e retracção, como refere Albarran [16].

Na ligação em que o pré-esforço desenvolve-se ao longo do pórtico, ambos os elementos (viga e pilar) são pré-fabricados em fábrica, sendo depois em obra pós-tensionada. O pós-esforço aplicado a ligação é não aderente. Assim, em fábrica, aquando da fabricação é colocado na viga e no pilar, uma bainha de pré-esforço com o desenvolvimento de acordo com o traçado dos cabos. A utilização desta tem como vantagem, conferir uma grande capacidade de dissipar energia além de descongestionar a zona da ligação com armaduras. Além disso, uma vez que o pós-esforço é não aderente, este permite auto-centragem da estrutura, originando assim deformações residuais de acordo com Priestley et al [17]. Esta ligação encontra-se indicada na Figura 2-10 e Figura 2-11.

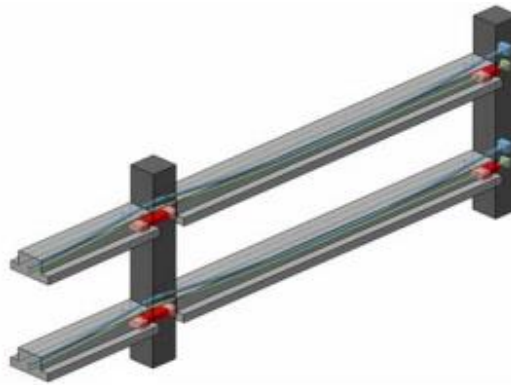


Figura 2-10 - Ligação com Pré-esforço ao longo do pórtico, extraído de Pampanin [18]



Figura 2-11 - Viga pré-fabricada com bainha de pré-esforço, extraído de Pampanin [18]

**Ligação com armaduras contínuas** (ou Ligação com continuidade de armaduras) - A aplicação desta técnica, consiste em conferir tal como nas opções atrás descritas, alguma rigidez à ligação. Segundo Silva [12], a excepção de uma deformação maior, o comportamento estrutural desta solução não difere significativamente da solução betonada “in-situ”. A concepção desta solução difere de pilar interior para pilar exterior, assim como da possibilidade de a ligação também ser ao mesmo tempo

uma ligação pilar-pilar. Pode-se ainda optar por soluções que não envolvem betonagem (“seca”) da zona da ligação em obra ou, optar por uma solução com betonagem (“húmida”). Uma solução do tipo seca foi apresentada por Reis [19], na qual a ligação entre a viga e o pilar é efectuada através de emendas mecânicas localizadas na face do pilar e que permite que armaduras superiores e inferiores envoltas a bainhas mantenham a continuidade da estrutura. Na bainha é mais tarde injectada calda de cimento, evitando assim o enferrujamento da armadura a longo prazo. Neste sistema, existem ainda armaduras necessárias a momentos positivos, na qual não se garante a continuidade, uma vez que estas não resistirão a momentos negativos decorrentes da continuidade.

Apesar da variedade de soluções, de forma geral em uma solução húmida, as vigas apoiam-se nos pilares ou em consolas curtas e a ligação entre as armaduras é feita por sobreposição de armaduras. Esta variante, corresponde ao tipo de ligação estudada neste trabalho, sendo que a disposição das armaduras e ensaios realizados serão descritos sucintamente no capítulo 3.

Os **sistemas de painéis de paredes resistentes** apresentam-se como um bom sistema de construção em zonas sísmicas, permitindo melhorar a rigidez e assegurar condições para a dissipação de energia a acções horizontais. Tal como no sistema reticulado, este confunde-se com as ligações. Assim, em geral há três tipos de ligações: ligação parede-parede e ligação parede-laje e ligação parede-fundação.

Para edifícios de grande envergadura (altura), Schultz [20] recomenda que a ligação parede-laje/laje-parede não seja utilizada se a laje for de alguma forma aligeirada, uma vez que as cargas gravíticas nestas situações são muito elevadas, por conseguinte, estas não devem ser transmitidas entre as paredes pela laje. Deve-se assim, utilizar o sistema parede-parede.

Na ligação parede-parede, existem uniões/ligações horizontais e verticais entre os painéis. Dependendo da solução adoptada para a união vertical, este pode ou não dissipar energia, sendo que autores como Schultz [21] e Pampanin [22] indicam, após alguns estudos com base em ensaios, que as uniões aparafusadas e pré-esforçadas, como apresentado na Figura 2-12 dissipam quantidade significativa de energia.

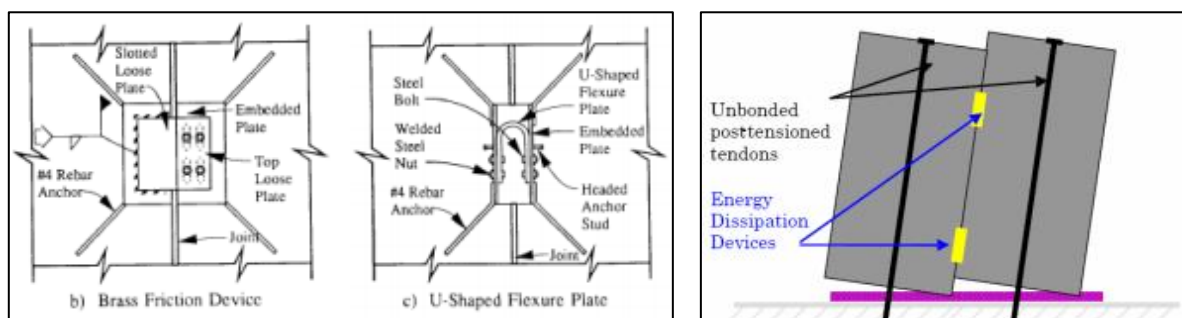


Figura 2-12 - União proposta por Schultz (à esquerda) e união proposta por Pampanin (à direita), extraídas de [20] e [22]

De uma forma geral, a dissipação de energia pode ocorrer de duas formas: através da plastificação de uma zona e cedência das armaduras de flexão ou através de utilização/introdução de dispositivos especialmente dimensionados para este efeito, Marreiros et al [23]. A adopção de uma solução próxima da monolítica em que a dissipação da energia se dá pela cedência das armaduras, apresenta melhores características de ductilidade. Não obstante, os estudos indicam que esta solução apresentará danos que podem ser dificilmente recuperáveis após um sismo.

Assim, a solução que contempla a introdução de dispositivos de absorção de energia tem ganho muitos adeptos. Esta, apesar de não apresentar capacidade de ductilidade tão elevada quanto a anterior, apresenta boa ductilidade e menores danos após um sismo, o que pode ser economicamente mais interessante.

Utilizando esta solução, em caso de sismo, e consequente plastificação dos dispositivos de absorção de energia, apenas seria necessário proceder à substituição dos mesmos sendo que os painéis resistentes se poderiam manter uma vez que não apresentariam danos relevantes. Assim, em zonas de grande sismicidade, este sistema apresenta clara vantagem para aplicações em edifícios como hospitais, quartéis de bombeiros, aeroportos ou até mesmo em alguns armazéns e centro comerciais de grande utilidade, e fundamentais à população.

Considerando que as ligações com continuidade de esforços apresentam melhores características de ductilidade, estas tendem a ser as mais utilizadas em zonas sísmicas. Assim, far-se-á de seguida uma apresentação de algumas ligações possíveis de efectuar, e já estudadas por diversos investigadores.

### **2.3. Visão sobre trabalhos de investigação já realizados**

Como referido no capítulo 1, muitos são aqueles que se têm dedicado à investigação de ligações viga-pilar em estruturas pré-fabricadas de betão armado. Sismos como o de Northridge em 1994, Kobe em 1995 ou mais recentemente, em 2008 o sismo de Wenchuan, tem dado razão para a contínua e exigente investigação que tem sido feita. Após os sismos, verificou-se que muitas estruturas pré-fabricadas não se comportaram como esperado, principalmente nas suas ligações. Daí a preocupação com o bom comportamento das ligações por parte dos agentes que trabalham nesta área. Não sendo possível fazer uma apresentação exaustiva de todo o trabalho de investigação já efectuada nesta área, refere-se de seguida alguns trabalhos que dão visibilidade e importância ao tema.

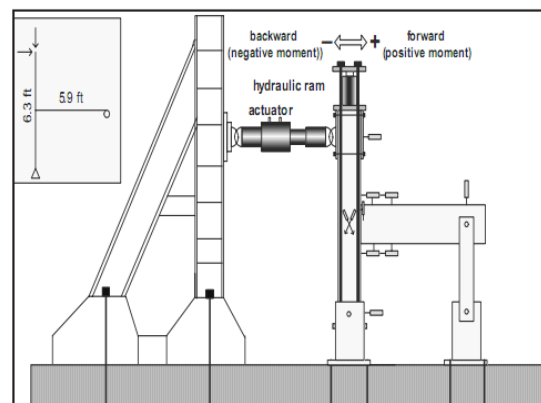
Em 1990, Priestley et al [17], num projecto denominado Precast Seismic Structural Systems (PRESSS), que viria a demorar 10 anos a ser concluído estudaram o comportamento de ligações em estruturas pré-fabricadas com recurso ao pré-esforço.



Este projecto foi finalizado com a construção de um edifício com vários pisos (5 pisos), em que cada piso possuía um tipo de ligação viga-pilar e sistemas de lajes diferentes, correspondendo à fase III do programa de pesquisa. Pretendeu-se assim, aferir das potencialidades/vulnerabilidade das várias soluções propostas. Entretanto coloca-se a questão da adequabilidade deste ensaio, visto que o comportamento de um tipo de ligação poderá influenciar o comportamento de outra ligação noutro piso. No entanto, este tipo de ensaio é útil na medida em que permite avaliar as soluções com mais potencialidades, podendo ser mais tarde estudadas de forma complementar. Com efeito, face ao bom comportamento demonstrado pelas estruturas este programa permitiu através de *National Earthquake Harzards Reduction Program* (NEHRP) introduzir recomendações de projecto sísmico logo em 1994.

Na Turquia, Ozturan et al, estudaram quatro tipo de ligações pré-fabricadas e uma ligação monolítica, todas elas projectadas para funcionamento em zona altamente sísmica. Foram testados duas ligações aparafusadas, uma ligação composta com soldadura e uma ligação betonada no local. A ligação composta com soldadura corresponde a uma solução correntemente utilizada na indústria Turca de pré-fabricados. Sujeitando as ligações ao mesmo tipo de carregamento, os investigadores pretendiam comparar o comportamento das mesmas através de parâmetros como a dissipação de energia e degradação de rigidez.

O ensaio executado teve como base para validação o ACI T1.1-01, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing*. Assim, os modelos a ensaiar correspondiam a metade da escala real, respeitando um mínimo de 1/3 exigido pelo mesmo regulamento.

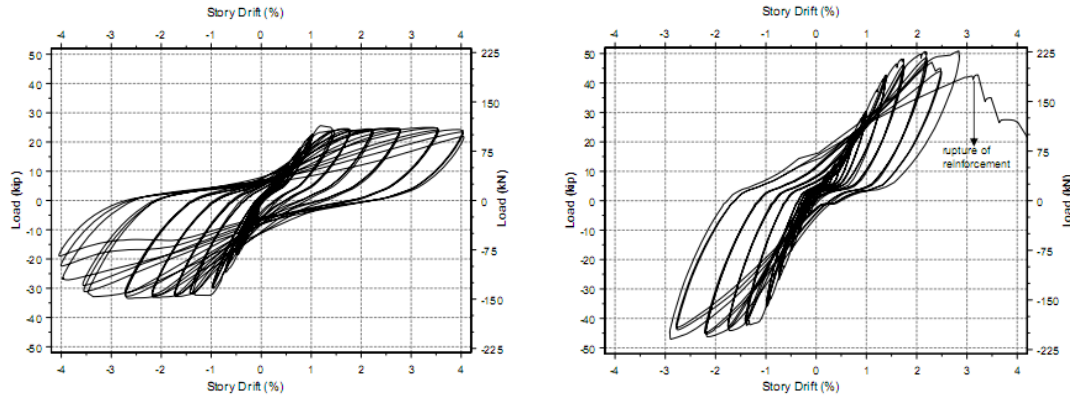


**Figura 2-13 - Configuração de teste adoptado por Ozturan [24]**

A Figura 2-13 mostra a configuração de teste utilizada. Recorrendo a macaco hidráulico aplicou-se a todas as amostras uma carga axial no pilar, correspondendo a 10 % da sua resistência à compressão. De seguida foi aplicada uma carga horizontal, sendo aumentada gradualmente até se atingir os deslocamentos desejados. Para isso, vários transdutores de deslocamentos foram instalados nas amostras (vigas e pilares) de forma a medir grandezas como o deslocamento, rotação relativa, aberturas de fendas e deformações de corte. Chegou-se à conclusão que à excepção da ligação composta com soldadura, todas as outras ligações apresentaram boas capacidades nos



parâmetros avaliados. A Figura 2-14 mostra os gráficos de histerese de cada ligação. Neste consegue-se perceber com clarividência que a ligação composta com soldadura apresenta um comportamento inferior a todas às outras. No entanto todas as outras três ligações pré-fabricadas apresentam um comportamento muito próximo do monolítico.



**Figura 2-14: Comportamento da ligação monolítica (gráfico à esquerda) e ligação composta com soldadura (gráfico à direita), efectuada por Ozturan et al [24]**

Conclui-se ainda que a ligação com aparafusamento acarreta riscos de deslizamento entre a caixa de aço e a viga, pelo que a ser utilizado pelos projectistas, estes deverão ter o discernimento de utilizar um detalhamento que evite o deslizamento desta peça. Assim, com excepção da ligação composta com soldadura, todas as outras ligações podem ser utilizadas em zonas sísmicas.

Com o objectivo de avaliar o comportamento sismo-resistente de estruturas pré-fabricadas reticuladas em comparação com as estruturas betonadas “in-situ”, Xue et al [25] estudaram quatro tipos de ligações comuns em edifícios, sujeitas a ciclo de carga. As ligações foram dimensionadas de acordo com o Regulamento Chinês de Dimensionamento de estruturas ao Sismo. Para materializar o estudo, foi construído um edifício de dois pisos, rectangular e regular em planta. Este possuía pilares com as seguintes características estruturais/geométricas:

**Quadro 2-2 - Caraterísticas das secções da ligação**

Ligação	Secção [Cm <sup>2</sup> ]	Armadura	Taxa de armadura
PCJ - 1	30 x 50	6 $\phi$ 16 + 4 $\phi$ 12	1,1 %
PCJ - 2	30 x 40	6 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 12	1,2 %
PCJ - 3	30 x 50	8 $\phi$ 25 + 4 $\phi$ 12	2,9 %
PCJ - 4	30 x 40	8 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 12	3,5 %

Para melhorar a integridade do betão nas ligações foi criado um novo tipo de vigas mistas. Uma das vantagens da ligação assim concebida é que permite que a junta de betonagem entre a viga pré-fabricada e o betão moldado em obra se situe fora da zona de maiores esforços transversos e momentos flectores, como indica a Figura 2-15. O betão escolhido apresentava uma resistência a compressão de  $40\text{ MPa}$  e uma boa trabalhabilidade. Os detalhes das ligações encontram-se apresentados na Figura 2-16 e Figura 2-17.

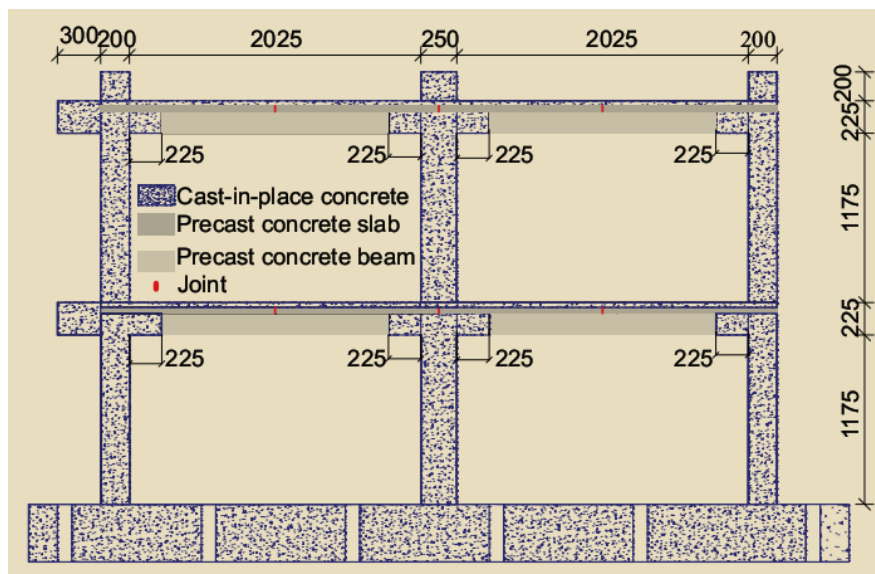


Figura 2-15: Configuração de teste, extraído de Xue et al [25]

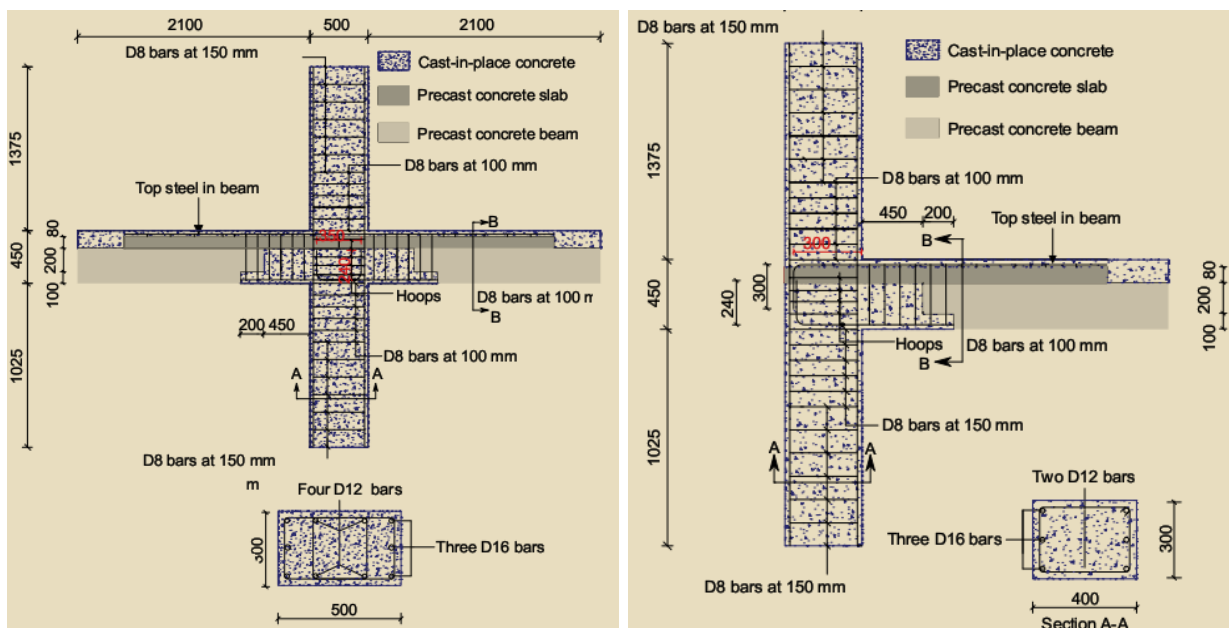


Figura 2-16: PCJ - 1 (imagem à esquerda) e PCJ - 2 (imagem à direita), extraído de Xue et al [25]

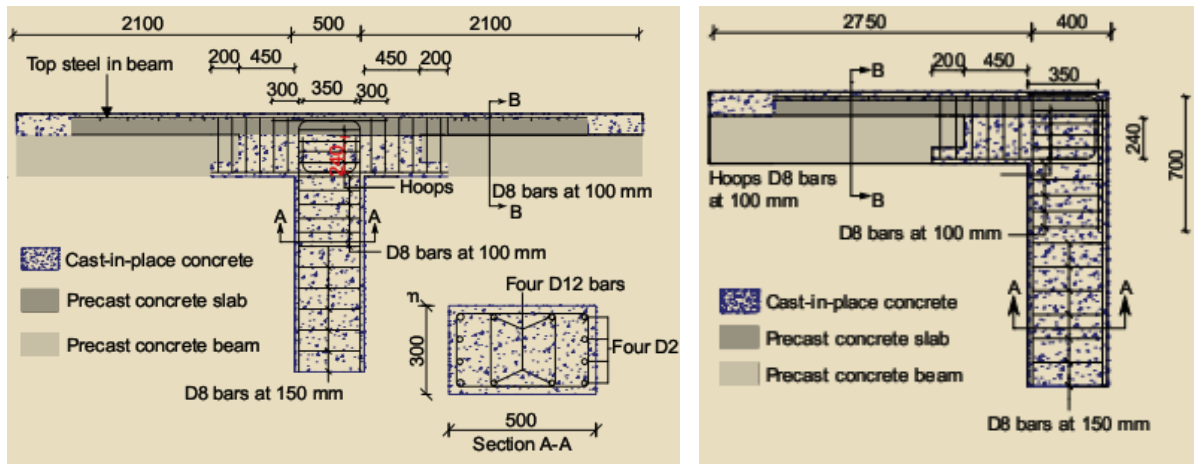


Figura 2-17: PCJ - 3 (imagem à esquerda) e PCJ - 4 (imagem à direita), extraído de Xue et al [25]

Recorrendo a um actuador hidráulico com capacidade para 10000  $kN$ , e possibilidade de aplicação de cargas horizontais e verticais, foi aplicada cargas cíclicas as diferentes amostras. No ensaio foi aplicado uma carga axial no pilar e logo de seguida uma carga horizontal (de acordo com uma história do carregamento).

Os resultados dos ensaios mostram que de uma forma geral, as fendas ocorreram a 0,70 m da face do pilar, na interface entre betões de idades diferentes. As primeiras fendas a ocorrer foi devido a esforço de corte. Ocorreram também fissuras verticais e horizontais na parte inferior das extremidades da viga em alguns dos ensaios.

Ao longo do ensaio a rigidez diminuiu com o aumento dos deslocamentos, sendo que a sua degradação é mais severa na ligação interior (PCJ - 1) e em T (PCJ - 3) do na ligação exterior (PCJ - 2) e no topo (PCJ - 4), como se pode ver no gráfico indicado na Figura 2-18.

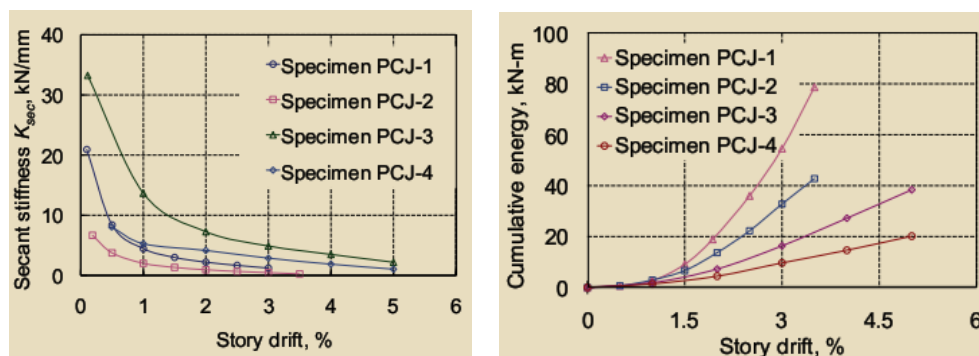


Figura 2-18 - Gráfico de comparação entre a degradação da rigidez com os deslocamentos relativos dos pisos (à esquerda) e gráfico de comparação entre a energia acumulada e desl. dos pisos (à direita), extraído de Xue et al [25]

Todas as ligações tiveram um comportamento dúctil. No entanto, a ligação interior apresentou uma maior ductilidade que as outras três ligações. Por outro lado, a ligação PCJ - 4 foi a que apresentou menor capacidade de ductilidade sendo certamente necessário tomar medidas para melhorar o seu comportamento.

Para o primeiro ciclo de carga, era pequena a quantidade de energia dissipada, indicando evidentemente que o teste encontrava-se na fase elástica. Com a passagem para uma fase elasto-plástica, a dissipação de energia aumentou, aumentando também os danos visíveis na extremidade das vigas.

Em suma, a estrutura teve um comportamento desejável e esperado, com pilar-forte e viga-fraca, tendo as rótulas plásticas ocorridas nas extremidades das vigas depois de vários ciclos de carga. Este tipo de ligação pode ser efectuado em zonas sísmicas, apresentando satisfatório grau de ductilidade, dissipação de energia e resistência dos elementos.

Em Portugal também tem-se procurado soluções a esta problemática, uma vez que se encontra numa zona moderadamente sísmica. Cavaco [26], em 2005 procedeu ao estudo experimental de comportamento estrutural de juntas de betonagem sujeitas a uma combinação de esforço transversal e momento flector elevados, com particular preocupação na influência do efeito da flexão na “resistência última de corte por deslizamento relativo de superfícies de betão” de idades diferentes.

De acordo com o investigador, a resistência ao corte por deslizamento relativo das superfícies de betão na junta, na presença de esforços de flexão poderá ser decomposta nas três componentes a seguir referidas: resistência da contribuição da armadura de flexão, resistência por interbloqueamento de inertes e ainda a resistência da zona comprimida. Os resultados mostram que com a extensão do aço e consequente abertura das fendas, o interbloqueamento de inertes diminui, passando a se contar essencialmente com as outras parcelas até se dar rotura com corte da comprimida.

A participação da contribuição da armadura de flexão tem assim um papel importante por controlo da abertura de fendas e de mobilização do interbloqueamento de inertes.

No seguimento do trabalho apresentado por Cavaco, Pacheco em 2008 apresentou na sua dissertação de mestrado, resultados de estudos experimentais efectuados por si na mesma instituição que Cavaco. Estes ensaios correspondem a uma evolução no programa de pesquisa iniciado por Cavaco [26], tendo sido ensaiado quatro vigas bi-apoiadas com juntas de interface e diferentes pormenorizações.

Repare-se que a presente dissertação estuda os mesmos comportamentos estruturais estudados por Cavaco [26] e Pacheco [27], mas no âmbito numérico, sendo assim descrito de forma mais detalhada os passos dos ensaios no próximo capítulo.

## 2.4. Segurança de juntas sujeitas a esforços elevados (ponto de vista de regulamentos)

De acordo com Eurocódigo 2 [28] e Model Code 2010 [29], a resistência ao esforço transversal é influenciada por armadura de esforço transversal (estribos), interbloqueamento de inertes (máxima dimensão dos agregados) e o efeito de ferrolho nas armaduras longitudinais.

Para efeitos práticos de dimensionamento, normalmente tem sido considerado apenas a contribuição da armadura de esforço transversal para a resistência ao mesmo. No entanto alguns estudos têm sido desenvolvidos com o intuito de adicionar a parcela correspondente à contribuição do efeito de ferrolho e "interbloqueamento dos inertes".

Na situação de estruturas monolíticas os regulamentos sempre trataram de forma eficaz a problemática dos efeitos dos esforços transversos nas estruturas. Tanto os regulamentos antigos, como os mais recentes, todos abordam de forma concisa esta temática. No entanto, para estruturas pré-fabricadas as verificações efectuadas em estruturas monolíticas deixam de ser suficientes, uma vez que na zona das ligações poderão ocorrer fenómenos de deslizamento relativo entre betões de idades diferentes, que poderão afectar o comportamento global da estrutura.

### 2.4.1. Eurocódigo 2 (EC 2)

O EC 2 propõe que além das verificações de segurança efectuadas correntemente para estruturas betonadas "in-situ", se faça também a verificação das tensões de corte na zona da junta através da seguinte formulação:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (2.1)$$

Onde, o valor de cálculo da tensão tangencial ( $v_{Edi}$ ) na junta é dado pela equação

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (2.2)$$

E o valor de cálculo da tensão tangencial resistente ( $v_{Rdi}$ ) na junta obedece à equação a seguir apresentada:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (2.3)$$

Com,

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \quad (2.4)$$

Onde,

$\beta$  – relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tracção

$V_{Ed}$  – esforço transversal

$z$  – braço do binário da secção composta

$b_i$  – largura da junta

$c$  – coeficiente de coesão

$f_{cta}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção

$\mu$  – coeficiente de atrito

$\sigma_n$  – tensão normal na interface, devido as acções externas

$\rho$  – percentagem de armadura

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de cedência da armadura

$\alpha$  – ângulo entre a armadura e a interface

$v$  – coeficiente de redução da resistência

$f_{cd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

$A_s$  – área de armadura que atravessa a junta de interface

$A_i$  – área da junta

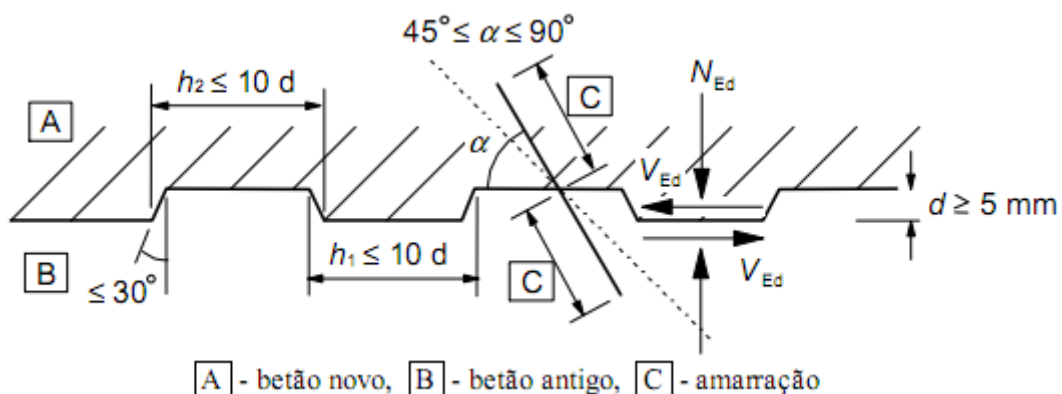


Figura 2-19: Junta de construção indentada, extraída de EC2 [28]

Os coeficientes de atrito ( $\mu$ ) e de coesão ( $c$ ) dependem das características das superfícies em contacto. Na verdade estes coeficientes estão intimamente relacionados com a rugosidade. Pelo que factores como o material de cofragem (liso ou não), acabamento após a vibração poderão alterar facilmente o seu valor. Como ver-se-á mais a frente, o coeficiente de coesão está directamente relacionado com o coeficiente de atrito, pelo que se este aumentar o coeficiente de coesão também aumentará. A tabela seguinte apresenta uma gama de coeficientes de atrito e coeficientes de coesão recomendados pelo EC2 de acordo com as condições de superfície da junta em estudo.

**Quadro 2-3: Valores dos coeficientes de coesão e de atrito indicados pelo EC2**

Condições da Superfície	$c$ [-]	$\mu$ [-]
Muito lisa	0,025 a 0,10	0,50
Lisa	0,20	0,60
Rugosa	0,40	0,70
Indentada	0,50	0,90

De acordo com EC2, os valores do coeficiente  $c$  apresentados na tabela anterior deverão ser reduzidos em 50% no caso de a estrutura estar sujeito a acções dinâmicas que provoquem fadiga (por exemplo, sismo, vibrações verticais provocadas por peões em pontes pedonais). O mesmo regulamento diz ainda que no caso em que a estrutura fique significativamente fissurada, este coeficiente deverá tomar o valor de 0 para superfícies lisas e rugosas e 0,5 para superfícies indentadas.

Ainda relativamente a expressão (2.3), esta parece negligenciar o efeito ferrolho. Segundo Júlio [30], actualmente a resistência ao corte na interface ( $V_u$ ) entre betões de idades diferentes deve-se a combinação dos seguintes factores:

$$v_u = \text{coesão} + \text{atrito} + \text{efeito ferrolho} \quad (2.5)$$

Uma vez que na expressão (2.3),  $c \cdot f_{ctd}$  corresponde a parcela de coesão e  $(\mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot \mu)$  parcela relativa ao atrito, falta assim uma parcela que traduza o efeito ferrolho decorrentes das armaduras que atravessam a junta de interface.

#### 2.4.2. Model Code 2010 (MC 2010)

O Model Code 2010 apresenta também uma formulação muito semelhante a anteriormente descrita, diferindo apenas nos valores dos coeficientes a adoptar. A formulação foi obtida através da sobreposição dos efeitos, possuindo assim, três parcelas correspondentes a

$$\tau_u = \tau_c + \mu \cdot (\rho \cdot k \cdot f_y + \sigma_n) + \alpha \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}} \leq \beta \cdot v \cdot f_{cc} \quad (2.6)$$

Onde,

$\tau_u$  – tensão de corte na interface

$f_{cc}$  – resistência à compressão do betão, através do ensaio em provete cilíndrico

$f_y$  – tensão de cedência à tracção das armaduras não pré – esforçadas

$k$  – factor de interação

A primeira parcela da equação  $\tau_c$ , corresponde ao efeito de adesão entre os materiais. Já a segunda parcela diz respeito ao atrito gerado, tirando partido do interbloqueamento de inertes, e por último, a terceira parcela corresponde a resistência derivado do efeito ferrolho.

O método adoptado nos regulamentos para a escolha dos coeficientes de atrito e de coesão baseia-se numa avaliação qualitativa da rugosidade da superfície de contacto. Segundo Júlio et al [31] estes baseiam-se numa avaliação subjectiva, que pode levar a valores incorrectos destes coeficientes. Assim, muitos são os estudos que têm seguido o caminho de que a avaliação da textura da superfície deve basear-se numa avaliação quantitativa de forma a minimizar os erros.

No entanto, não existe uma forma consensual de medir a referida textura. Sendo vários os métodos propostos para a determinação deste parâmetro. O mais simples segundo Júlio et al [31] é o proposto no ASTM E 965. Este método permite determinar a profundidade média da textura (MTD), e consiste em espalhar (de forma circular) um volume conhecido de areia calibrada na superfície em estudo de forma uniforme. Em seguida mede-se o diâmetro médio do círculo resultante do espalhamento e obtém-se MTD através da seguinte equação:

$$MTD = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D^2} \quad (2.7)$$

Onde,

$D$  – diâmetro médio da área coberta pela areia (mm)

$V$  – volume da areia (mm<sup>3</sup>)

Apesar de simples, este método apresenta uma limitação logo na sua formulação. Uma vez que a areia é espalhada na superfície em estudo, o método apenas poderá ser aplicado a superfícies horizontais. No entanto apresenta-se como um método de baixo custo e fácil de executar.



### **3. Trabalhos de investigação anteriores**

Na sequência dos trabalhos de investigação intitulado de “juntas de construção em elementos pré-fabricados” realizados por Cavaco [26] em 2005, numa primeira fase e por Pacheco [27] em 2008 (segunda fase de investigação), neste capítulo dar-se-á a conhecer de forma pormenorizada os ensaios efectuados e os resultados obtidos pelos mesmos de forma a interpretar posteriormente os resultados numéricos obtidos na presente dissertação.

#### **3.1. Primeira Fase da investigação**

Em 2004 deu-se início no IST, a primeira fase da investigação que culminaria em 2005 com a dissertação de Cavaco [26]. Com forte base experimental, nesta investigação foram estudadas quatro vigas durante o programa experimental, correspondendo a dois processos construtivos. Foram betonadas:

- Duas vigas (V1ref e V2ref) de uma só vez, correspondendo assim à simulação de uma estrutura monolítica. Estas são assim vigas de referência para o estudo, uma vez que se pretende comparar o comportamento das soluções pré-fabricadas com aquelas.
- Duas vigas (V1p e V2p), betonadas em duas fases (betões de idades diferentes), simulando assim uma situação de estruturas pré-fabricadas com juntas de construção perpendiculares ao eixo longitudinal da peça.

Todas as vigas possuíam 5,0 m de comprimento, com 3,0 m entre os apoios e secção transversal em I. Foram adoptadas pormenorizações de armaduras diferentes consoante o objetivo. Segundo Cavaco [26], nas vigas V2ref e V2p foi adoptada uma pormenorização de armadura de forma, a que a resistência ao esforço transversal fosse superior ao necessário, induzindo assim a uma situação em que a rotura se desse pelas armaduras de flexão ou por corte na zona da junta.

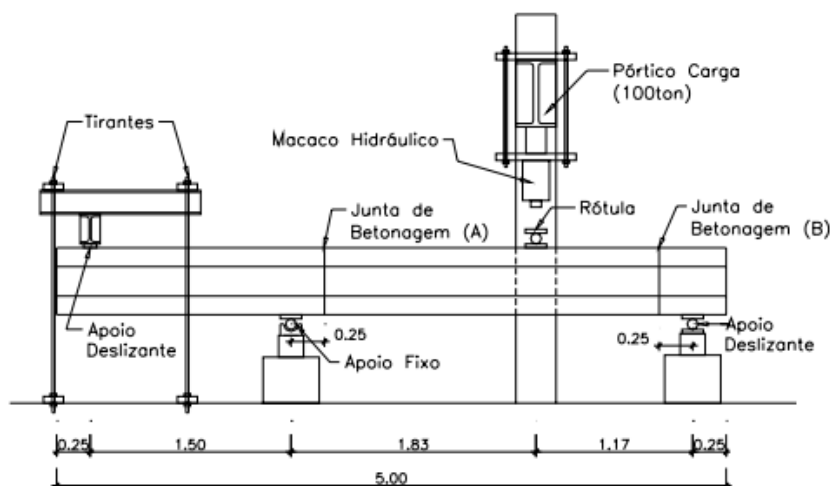


Figura 3-1: Dispositivo instrumental, retirado de Cavaco [27]

Mantendo a armadura longitudinal, nas vigas V1ref e V1p foram subdimensionados os estribos para que a rotura se desse por corte dos mesmos, independentemente desta se localizar na zona de juntas ou não. Esta opção permite verificar a influência da junta de betonagem numa rotura específica de esforço transversal.

O ponto de aplicação da carga foi escolhido de forma que a carga provocasse esforços transversos com um valor próximo em módulo, nos dois apoios, podendo-se assim avaliar a influência do momento flector no apoio com continuidade face ao apoio simples para o mesmo valor de corte, Cavaco [26].

Os materiais utilizados na execução das vigas foram escolhidos sob diversos critérios.

Sendo de interesse de estudo a ocorrência de fendas, o betão escolhido deveria ser de classe corrente. No entanto, devendo o estudo aproximar-se o tanto quanto possível da realidade das construções pré-fabricadas, este deveria ser de classe alta pois é o que se sucede na indústria dos pré-fabricados. Assim teve-se de encontrar um “meio-termo” para a solução. Os ensaios de compressão simples efectuados mostram que nas quatro vigas ensaiadas os betões apresentavam as características indicadas no Quadro 3-1, sendo os valores indicados, uma média da resistência a compressão ( $f_{cm}$ ) de três provetes de betão ensaiados por viga. De salientar que os provetes utilizados eram do tipo cilíndrico com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm.

Quadro 3-1 - Características dos betões utilizados

<i>Viga</i>	<i>Fase</i>	$f_{cm}$ [MPa]
V1ref	Única	30,5
V2ref	Única	31,2
V1p	1ª Fase	30,0
V1p	2ª Fase	28,2
V2p	1ª Fase	38,0
V2p	2ª Fase	29,5

Quanto ao aço, por ser o existente na fábrica quando da concepção das vigas, a classe utilizada foi o A500 NR apresentando em média as seguintes características:

Quadro 3-2 - Características dos aços utilizados

<i>Diâmetro [mm]</i>	$f_{y\ 0,2\% \text{ médio}}$ [MPa]	$f_{u, \text{médio}}$ [MPa]
φ6	571	615
φ8	628	724
φ10	557	648
φ12	594	689
φ16	561	677

Onde  $f_{y\ 0,2\% \text{ médio}}$  corresponde à tensão média de cedência do aço e  $f_{u, \text{médio}}$  à tensão média de rotura do aço .

Durante os preparativos para a concepção das vigas, diversos extensómetros foram instalados criteriosamente nas armaduras (tanto longitudinais como transversais) das vigas. Devido a limitação da quantidade existente no laboratório, procedeu-se à racionalização dos aparelhos, optando por colocá-los nas zonas junto aos apoios e perto das juntas de betonagem no caso das armaduras transversais e no caso das armaduras longitudinais, estes foram colocados nas zonas das juntas A e B indicado na Figura 3-2.

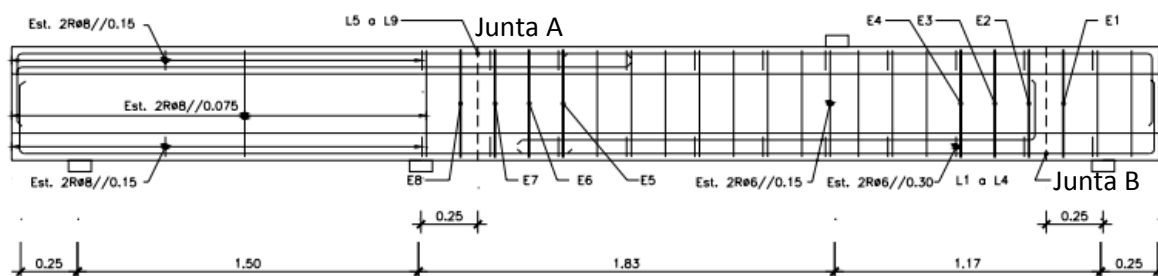


Figura 3-2: Localização dos extensómetros nas armaduras transversais e longitudinais, extraído de Cavaco [26]

Além dos extensómetros, foram também ligados ao computador, células de carga e deflectómetros que permitiram a obtenção e controlo de resultados em tempo real. A força foi aplicada pelo macaco hidráulico em incrementos, podendo assim ser efectuado medições para as várias intensidades. Os resultados obtidos mostram que de uma forma geral, as vigas V1ref e V1p apresentam um comportamento muito semelhante.

Analisando de uma forma mais específica os acontecimentos durante os ensaios, constata-se que as primeiras fissuras nas vigas V1p e V1ref ocorreram na secção de aplicação da carga na zona do banzo inferior. Estas fissuras de flexão aconteceram quando as vigas V1p e V1ref encontravam-se sujeitas a uma carga de 160kN e 180 kN. Com o aparecimento das primeiras fissuras, decorre também alguma degradação da rigidez e o aparecimento de mais fissuras.

Assim, surgiram no apoio de continuidade (momentos negativos) fendas de flexão na viga V1ref para uma carga de 200kN, sendo que na viga V1p estas fendas surgem para uma carga inferior (próxima dos 180 kN) e tendo as fendas iniciado na zona da junta A e “caminhando” para o apoio com o aumento da carga. No entanto, para a zona do momento máximo negativo, as fendas só ocorrem para uma intensidade de carga de 240 kN na viga V1p. Por este motivo, Cavaco [26] afirma que a resistência do betão à tracção na zona da ligação entre betões de idade diferentes possa ter sido um pouco inferior.

Um extensómetro colocado nas armaduras longitudinais da viga V1ref mostra que a fissuração da junta A naquela peça só ocorreu para uma carga de 320 kN, dando assim razão a constatação de Cavaco, uma vez que a carga para o qual ocorre fissuração na viga monolítica é quase o dobro da carga para o qual sucede o mesmo efeito na viga pré-fabricada, como mostra a Figura 3-3 indicada abaixo.

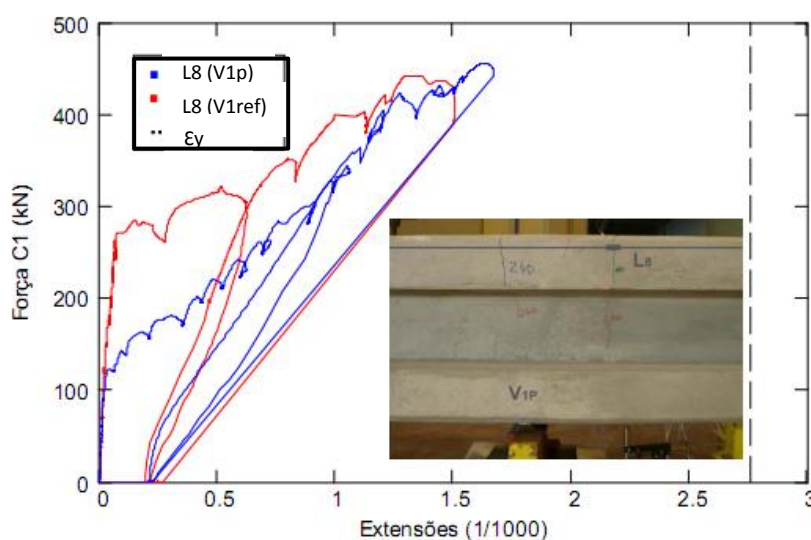


Figura 3-3 – Extensões obtidas no extensómetro 8, extraído de Cavaco [27]

Na zona da junta B, extensómetros colocados naquela região mostram que as vigas V1p e V1ref tiveram um comportamento muito próximo em termos de aberturas de fendas, tendo estas ocorrido para valores de carga de 240 kN e 280 kN respectivamente. Ora, comparando o sucedido na junta A com o sucedido na junta B chega-se a conclusão que as duas juntas apresentam comportamentos distintos. Tendo sido as duas juntas betonadas no mesmo dia e com o mesmo betão, por que razões possuem comportamentos tão distintos? Para Cavaco, a resposta poderá estar num possível fenómeno de exsudação na zona da junta A, provocando a diminuição das características resistentes do material no banzo superior. Além disso, a própria heterogeneidade do betão poderá justificar menor capacidade de resistência à tracção na zona da junta A. É de salientar ainda, que apesar das extensões ocorridas nas vigas e consequentes aberturas de fendas, não se deu a cedência das armaduras longitudinais estando assim de acordo com o critério de dimensionamento.

Para aberturas de fendas por esforço transversal (diagonais), o investigador relata que estas ocorreram após a fendilhação por flexão no banzo inferior, com uma carga de 200 kN para viga betonada em duas fases e 250 kN para viga betonada em fase única. Naturalmente, com o aumento do carregamento ocorreu a propagação destas fendas para os apoios, como se mostra na Figura 3-4.



**Figura 3-4 - Evolução das fendas de esforço transversal, fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco**

O aparecimento de diversas fendas indica que os estribos estavam a sofrer extensões. Assim, extensómetros colocados nestas armaduras mostram que ocorreu rotura nas vigas V1ref e V1p para cargas de 390 kN e 440 kN respectivamente. A rotura das duas vigas teve um comportamento muito semelhante, não só em termos do valor da carga para qual esta ocorre mas também quanto à forma. Esta dá-se devido a plastificação dos estribos e o colapso acontece com um comportamento frágil em que a superfície de corte e a inclinação (ângulo formado com a horizontal de 24°) é idêntico nas duas vigas. Na Figura 3-5 indica-se a forma da rotura ocorrida nas vigas devido a plastificação dos estribos. Pode-se ver ainda o momento em que as armaduras entram em cedência no gráfico indicado na Figura 3-6.



Figura 3-5: Rotura da viga V1ref (a esquerda) e da viga V1p (a direita), fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco

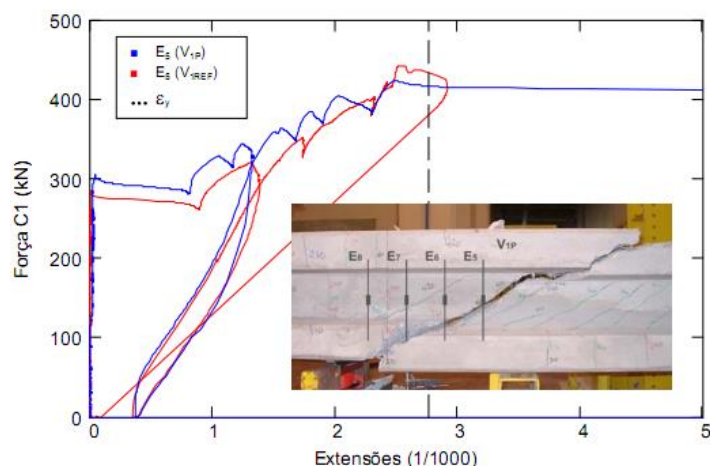


Figura 3-6- Leituras do extensómetro  $E_5$  para as Vigas V1ref e V1p, extraído de Cavaco [26]

Tendo a rotura nas duas vigas ocorrido no mesmo local e por esforço transversal, era de supor que o valor de esforço transversal para qual esta ocorre (do lado do apoio de continuidade) fosse superior ao existente próximo a zona próxima ao apoio simples. Averiguando os esforços nestas zonas, chega-se a conclusão que o esforço transversal do lado em que ocorre a rotura é inferior que o lado oposto. Esta constatação obriga a que se coloque a seguinte questão: sendo o esforço transversal do lado em que ocorre a rotura menor que a do lado oposto, por que razão a rotura se dá naquela zona? Cavaco menciona para esta situação a possibilidade de ter ocorrido *efeito de arco*, com parte da carga a ser transferida directamente para o apoio simples. A ter ocorrido o efeito de arco, repare-se que o esforço transversal no apoio simples não é inferior aquele que se encontra sujeito o apoio de continuidade. A resultante de esforço transversal naquele apoio será superior ao do apoio de continuidade, sendo no entanto reduzida a parcela que seguirá o caminho das escoras e tirantes em direcção ao apoio. Daí o facto de a rotura se ter dado do lado do apoio de continuidade.

Quanto à deformabilidade, o deflectómetro colocado sob o ponto de aplicação da carga mostra que a apesar das vigas terem um comportamento próximo, a viga V1ref apresenta um comportamento de maior deformabilidade face a V1p. A Figura 3-7 apresenta os deslocamentos medidos nas duas vigas sob o ponto de aplicação da carga (deflectómetro D1).

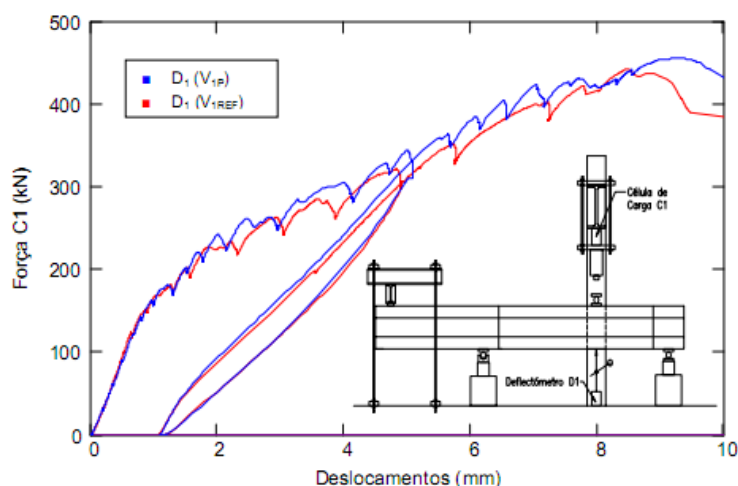


Figura 3-7 - Diagrama de Carga-Deslocamentos na secção de aplicação de carga, extraída de Cavaco [26]

Em suma, pode-se concluir que a viga V1p teve um bom comportamento face aos parâmetros estudados, aproximando-se claramente do comportamento de uma estrutura betonada “in-situ”. Note-se que esta viga apesar de ter cedido por esforço transversal como era esperado, não ocorreu deslizamento relativo entre betões de idades diferentes o que demonstra o bom comportamento da mesma.

Analisando os resultados alcançados para as vigas V2ref e V2p, começa-se por relembrar que nestas vigas as armaduras longitudinais foram mantidas, enquanto as transversais foram sobredimensionadas. Face ao exposto, seria de esperar que a rotura, a ocorrer, se desse por plastificação das armaduras longitudinais.

Dado início aos ensaios, verificou-se que ocorreu aberturas de fendas na zona de momento positivo para cargas de 180 kN e 150 kN para as vigas V2ref e V2p respectivamente. Com a abertura das fendas, dá-se início a alguma perda de rigidez vertical da viga, com a iniciação da fendilhação na zona das juntas construtivas.

De forma semelhante ao ocorrido na viga V1p, verifica-se no ensaio da viga V2p (pré-fabricada) o surgimento de fissuras na junta A antes mesmo de estas aparecerem na zona de momentos negativos (apoio de continuidade). Estas fissuras, decorrentes da diminuição da resistência a tracção do betão aparecem para uma carga de 150 kN na junta A e na secção sobre o apoio de continuidade para uma carga de 230 kN. Por comparação, fissuras no apoio de continuidade surgem na viga V2ref para uma carga de 250 kN. Na Figura 3-8 a) e b) indica-se respectivamente a evolução da fissuração nas vigas V2p e V2ref na zona do apoio de continuidade. Note-se que na viga betonada em duas fases, a fendilhação na junta A progride em direcção a alma, atingindo o banzo inferior para uma carga de 290 kN. Só depois de atingir o banzo inferior, esta se direcciona para o apoio. Este tipo de comportamento mostra que a existência da junta de construção interfere no comportamento da viga

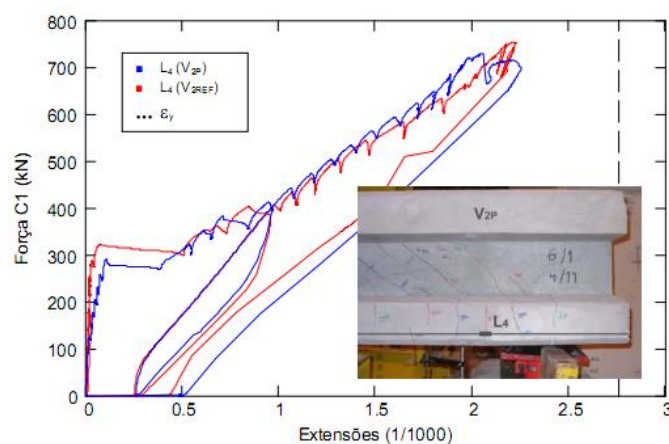


uma vez que na viga V2ref, a semelhança do que sucede na V1ref, as fissuras direcionam-se para o apoio logo depois de atingir a alma da viga.



**Figura 3-8 - Fendilhação na zona de apoio de continuidade, a) viga V2p (à esquerda) e b) viga V2ref à direita, fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco**

Do lado da junta B, as vigas apresentaram entre si um comportamento muito semelhante como mostra o gráfico indicado na Figura 3-9, onde se mostra as extensões medidas nas duas vigas na secção da referida junta.



**Figura 3-9 - Extensões obtidas do extensómetro próximo a junta B, extraída de Cavaco [26]**

As fissuras apresentaram um padrão de comportamento semelhante ao sucedido com as vigas V1ref e V1p, inicialmente originadas no banzo inferior e com o incremento das cargas, após atingir a alma, sofrem uma inclinação da ordem dos 45° por efeito do esforço transversal.

Como referido anteriormente, sendo que os estribos encontravam-se sobredimensionados, era espectável que a rotura se desse pelas armaduras de flexão. Assim, verificou-se a cedência das armaduras longitudinais na secção dos momentos positivos para uma carga de 650 kN na viga V2ref e 670 kN na viga V2p. Realça-se que na viga de referência registou-se cedência de armaduras igualmente na secção de momentos negativos para uma carga próxima de 700 kN. A rotura, ocorreu



para uma carga de 753 kN na viga V2ref e próxima de 700 na viga V2p. Apesar de as cargas de rotura não se afastarem muito entre as duas vigas, a forma como se dão os colapsos diferem bastante entre ambas. Na V2ref, o colapso deu-se após a formação de duas rótulas plásticas localizadas na zona de apoio de continuidade e no ponto de aplicação da carga. Assim, a rotura nesta viga é caracterizado pelo esmagamento do betão no banzo superior e danos na alma, na zona da aplicação da carga.

Opostamente ao sucedido na viga de referência, na viga betonada em duas fases, o colapso dá-se por deslizamento relativo na junta de construção A, ao longo da alma e do banzo superior. No banzo inferior a rotura caracteriza-se por ser frágil e com uma inclinação iniciada na alma que se direciona para o apoio de continuidade, como mostra a Figura 3-10.



Figura 3-10 - Rotura das vigas V2ref e V2p, fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco

## 3.2. Segunda Fase de investigação

Das conclusões retiradas do trabalho de investigação realizadas por Cavaco [26] em 2005, surgiu a necessidade de prosseguir com a investigação no sentido de verificar alguns aspectos do comportamento verificado nas vigas ensaiadas. Assim, em 2007 teve início a segunda fase de estudos experimentais realizados por Pacheco [27] no IST, com o intuito de dar uma maior contribuição para o conhecimento do comportamento deste tipo de ligações pré-fabricadas. Foram ensaiadas quatro vigas, todas betonadas em duas fases, simulando assim o sucedido em vigas pré-fabricadas. Estas apresentavam as seguintes características de diferenciação:

- V1 – Possui quatro juntas de construção verticais, nas quais são utilizados adesivos estruturais ICOSIT K101 (em duas juntas) e SIKALATEX (noutras duas juntas) para melhorar o seu comportamento quando sujeito a momentos flectores e esforços transversos elevados.
- V2 – Possui igualmente quatro juntas verticais, diferenciando-se na opção de melhoramento do comportamento das mesmas. Nesta viga, é utilizado armadura de alma em parte da viga (ao longo das juntas J1 e J2).

- V3 – Sem uso de qualquer “artefacto” para melhorar o comportamento das juntas, nesta viga, as juntas de construção são inclinadas numa única direcção, sendo assim perpendiculares ou paralelas as bielas de compressão, dependendo da sua localização (a esquerda ou a direita de ponto de aplicação da carga).
- V4 – Esta viga, em termos juntas de construção é semelhante a viga V2, possuindo no entanto menor área de aço na armadura longitudinal traccionada.

A semelhança do sucedido nos ensaios realizados por Cavaco [26], o vão entre os apoios é de 3,0 m e a secção mantém-se em I com dimensões semelhantes à campanha de ensaios anterior. No entanto a estrutura passa a ser isostática (viga bi-apoiada) de forma a simplificar a execução dos ensaios, uma vez que na campanha de ensaios anterior sentiu-se a dificuldade na acomodação da viga hiper-estática no laboratório. Apesar desta mudança, continua a ser possível o estudo e comparação do comportamento na zona das ligações.

Como mostrado na Figura 3-11 e já mencionado anteriormente, adoptaram-se quatro juntas de construção. A definição das suas localizações e do ponto de aplicação de cargas, segundo Pacheco [27] teve como intuito o ensaio de várias disposições construtivas. Esta opção permitiu assim, que num mesmo ensaio se pudessem comparar comportamento de juntas com pormenorizações e/ou tratamento diferentes.

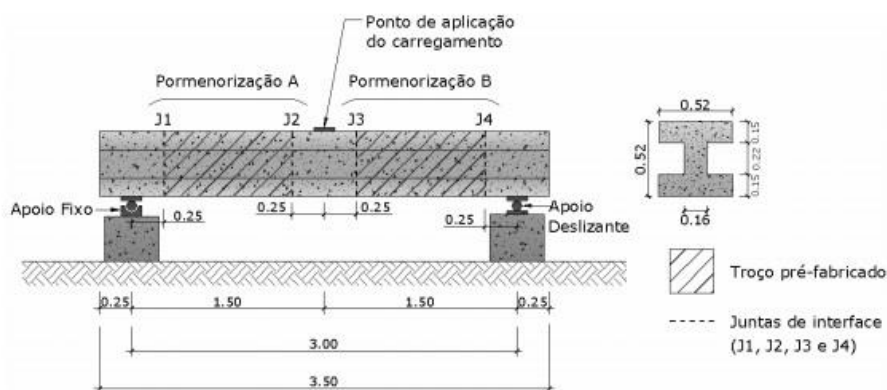
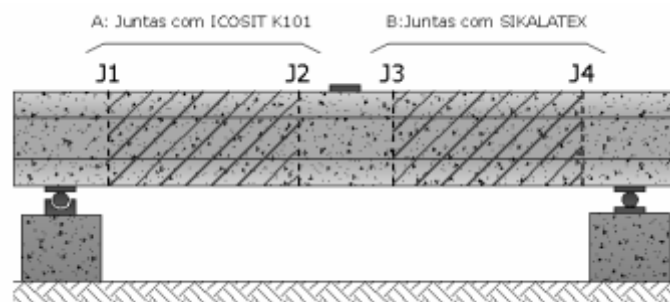


Figura 3-11 - Localização das juntas de interface na pormenorização A e B, extraído de Pacheco [27]

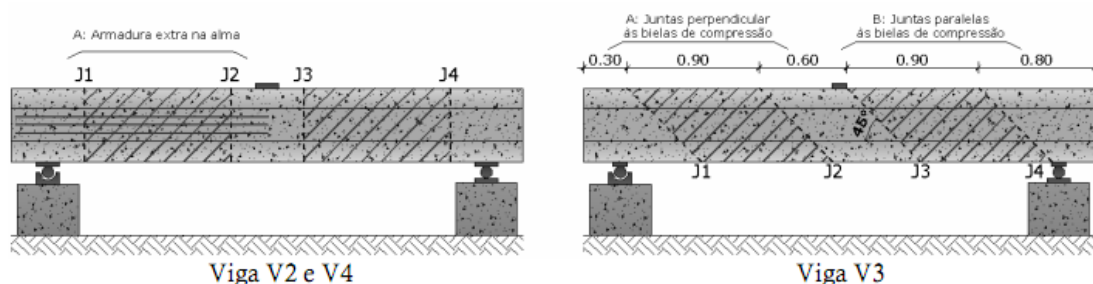
A opção na viga V1 pela junta vertical com dois tipos de colas estruturais diferentes, segundo Pacheco [27], deveu-se a dois aspectos. Em primeiro lugar ao facto de nos ensaios efectuados por Cavaco [26] (sem qualquer tipo de colas) ter-se verificado que as juntas apresentavam uma menor resistência à tracção, influenciando inclusive a ductilidade da estrutura. Assim, tornava-se necessário verificar se a utilização de colas seria vantajosa ao comportamento. O facto destas colas estruturais serem correntemente utilizado na indústria dos pré-fabricados também terá motivado a sua utilização, para analisar a eficiência da ligação nas juntas. Assim, foram aplicados duas das colas estruturais mais utilizadas em pré-fabricados. A Icosit K101 aplicada na pormenorização A indicada na Figura 3-12 e a resina solúvel Sikalatex aplicada na pormenorização B. O modo de preparação e/ou

aplicação, por se considerar sair do âmbito do proposto não será descrito uma vez que pode ser encontrado na ficha do produto.



**Figura 3-12 - Locais de aplicação das colas estruturais ICOSIT K101 e SIKALATEX na viga V1, extraído de Pacheco [27]**

A opção na viga V2 recai na utilização de armaduras de alma nas faces da viga, atravessando a junta de construção. A utilização desta armadura limitou-se a pormenorização do lado A, sendo que na pormenorização do lado B não se colocou qualquer armadura de alma ou colas estruturais. Foram adoptadas três armaduras com diâmetro de 8 mm (3Ø8) em cada face da alma. Note-se que esta opção por armaduras de alma, poderá ser importante na transmissão de fluxo de tensões de compressão entre as faces da junta, uma vez que as armaduras de alma poderão evitar ou diminuir a aberturas de fendas, Pacheco et al [32]. A Figura 3-13 mostra o traçado das armaduras adoptado nas almas.



**Figura 3-13 - Pormenorização adoptada nas vigas V2, V3 e V4, extraído de Pacheco [27]**

A Figura 3-13 à direita mostra a solução ensaiada na viga V3. Não se tendo feito nenhuma junta inclinada na primeira fase da investigação, e podendo estas serem bastante interessantes sob o ponto de vista construtivo, decidiu-se elaborar uma viga com estas características na 2ª fase de investigação. Assim, pretende-se estudar o comportamento estrutural destas juntas com superfícies inclinadas. Relembre-se que na 1ª fase de investigação, as fissuras surgidas nas vigas V1p e V2p na zona das juntas tiveram influências diferentes no comportamento das respectivas juntas (verticais). Na viga V1p as fissuras verticais surgidas nas juntas não influenciaram o comportamento das mesmas, enquanto na V2p, fendas igualmente verticais tiveram alguma influência no comportamento geral da viga. O facto de a rotura na viga V1p se ter dado por esforço transversal e para uma carga de aproximadamente 50% da carga resistente por flexão, fez com que estas fendas não influenciassem o comportamento uma vez que as fendas eram reduzidas, sendo ainda possível a transmissão de

campo de tensões pela interface. Algo que na viga V2p não acontece visto que com o aumento da carga, a fenda na junta A desenvolveu-se no sentido da alma, alterando a direcção do campo de tensões que assim se dirige para a zona comprimida da junta. Com o incremento de carga e cedência das armaduras de flexão, a rotura acaba por acontecer, sendo caracterizado por escorregamento (no banzo superior e na alma) e rotura inclinada (zona comprimida) na junta A.

A inclinação das juntas construtivas deveu-se ao facto de se pretender estudar juntas “paralelas e perpendiculares as bielas de compressão”, tendo-se adoptado uma inclinação de 45°, Pacheco [27].

Como anteriormente referido, a diferença entre a viga V4 face a V2 reside na área de armadura longitudinal tracionada existente nas duas vigas. Essa diferença surge da necessidade de testar uma viga a esforços transversos inferiores aos verificados nos ensaios (V2p) elaborados por Cavaco [26], uma vez que se verificou nestes ensaios que quando sujeito a esforços transversos elevados esta apresenta ductilidade reduzida. Assim tornou-se interessante verificar se para um nível de esforço transverso inferior, as características comportamentais encontradas nas vigas ensaiadas por Cavaco [26] se mantinham. Assim, através da diminuição da armadura longitudinal necessária, intrinsecamente reduz-se a resistência da viga a flexão pelo que é de esperar que a rotura se dê pela plastificação das armaduras de flexão para uma carga inferior a V2, implicando assim que a junta esteja sujeita a esforço transverso inferior a viga V2 uma vez que o momento resistente “instalado” é inferior. Semelhante à 1ª fase das investigações, nesta fase as dispensas das armaduras foram feitas de forma que o atravessamento nas juntas fosse efectuado apenas por armaduras necessárias ao efeito.

Quanto ao surgimento das fendas, confirmar-se-iam se estas seriam verticais, permitindo assim tecer comparações com a viga V2, principalmente na situação plastificação.

Assim como nos ensaios realizados por Cavaco [26], foram adoptados carregamentos estáticos com base em incrementos de carga, possibilitando assim verificar o comportamento para um certo instante.

Assim como sucedido na investigação anterior, Pacheco procedeu a caracterização das capacidades resistentes dos materiais a ser utilizados nos ensaios. De acordo com os resultados experimentais obtidos na primeira fase de investigação, foi pedido à fábrica a utilização de um betão com uma resistência característica ( $f_{ck}$ ) de 35 MPa. Foram realizados ensaios de compressão uni-axial aos provetes cúbicos moldados em fábrica de acordo com o recomendado na EN 206, com as dimensões de 150x150x150 mm<sup>3</sup>. A utilização dos provetes cúbicos deveu-se a indisponibilidade de provetes cilíndricos na altura da betonagem. Assim de forma a efectuar uma comparação de resultados, foi necessário efectuar a correlação dos valores  $f_{c,cúbico}$  para  $f_{c,cilíndrico}$  visto que na investigação realizada por Cavaco este utilizou provetes cilíndricos. O Quadro 3-3 mostra as resistências médias obtidas para cada viga, em cada etapa de betonagem. Faz-se notar que as médias obtidas decorrem dos resultados obtidos de 3 amostra por cada fase de betonagem. Destaca-se ainda que entre cada fase de betonagem da mesma viga decorreu em média 11 dias.

Quadro 3-3 - Características médias do betão, adaptado de Pacheco

<i>Viga</i>	<i>Fase</i>	<i>Idade (dias)</i>	$f_{cm,cúbico}(t)$ (MPa)	$\beta_{cc}(t)$	$f_{cm,cúbico}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)
V1	1º	48	58,5	1,048	55,8	45,8
	2º	38	55,7	1,029	54,1	44,1
V2	1º	47	47,7	1,047	45,5	38,3
	2º	35	55,2	1,021	54,0	44,0
V3	1º	41	51,7	1,035	49,9	41,1
	2º	31	64,8	1,010	64,2	54,2
V4	1º	46	61,0	1,045	58,4	48,4
	2º	32	58,3	1,013	57,6	47,6

Onde,

$f_{cm,cúbico}(t)$  – resistência média aos  $t$  dias, provete cúbico

$\beta_{cc}(t)$  – coeficiente de correcção da idade

$f_{cm,cúbico}$  (MPa) – resistência média aos 28 dias, provete cúbico

$f_{cm}$ (MPa) – resistência média aos 28 dias, provete cilíndrico

Quanto ao aço, ensaios efectuados no laboratório de IST mostram as características apresentadas no Quadro 3-4. Segundo Pacheco [27], verificou-se durante os ensaios, que o aço com diâmetro de 8 mm apresentou características de ter sido endurecido a frio, apresentando menor ductilidade enquanto que os restantes diâmetros mostraram um comportamento de aço laminado a quente, como se pode ver pelo diagrama de tensão-deformação indicado na Figura 3-14.

Quadro 3-4 - Características médias do aço

$\phi$ [mm]	$f_{y,médio}$ [MPa]	$\epsilon_{y,médio}$ [‰]	$F_{u,médio}$ [MPa]	$\epsilon_{u,médio}$ [‰]	$K_{médio} = \frac{f_u}{f_y}$	Classe
8	555,83	2,78	639,50	10,74	1,15	C
10	582,63	2,91	684,67	30,26	1,18	C
12	546,89	2,73	619,39	20,97	1,13	B
16	564,61	2,82	672,43	25,41	1,19	C
20	567,89	2,84	678,43	19,82	1,19	C

Onde,

$f_{y,médio}$  – tensão média de cedência do aço

$\epsilon_{y,médio}$  – extensão média de cedência do aço

$F_{u,médio}$  – tensão média de rotura do aço

$\epsilon_{u,médio}$  – extensão média da rotura do aço

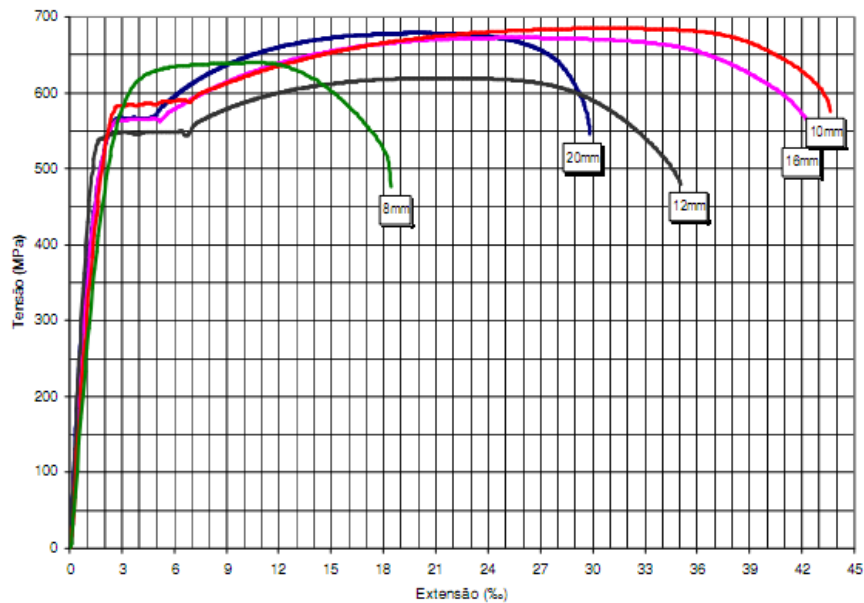


Figura 3-14 - Diagrama de tensão - deformação do aço (em função dos diâmetros dos varões), extraído de Pacheco [27]

Note-se que neste ensaio foram utilizados 3 amostras por cada diâmetro ensaiado, sendo os valores apresentados uma média dos valores obtidos.

À semelhança da primeira série de ensaios com Cavaco [26], nesta série de ensaios foram igualmente utilizados diversos extensómetros ao longo das vigas, nas armaduras longitudinais e transversais, tendo sido utilizado um deflectómetro ao centro da viga bi-apoiada, de forma a obter os deslocamentos causados na estrutura pelo carregamento e ainda célula de carga.

No ensaio propriamente dito, constatou-se que, contrariamente ao que aconteceria numa viga monolítica e independentemente das vigas, as fendas iniciais surgiram próximas as juntas de construção interiores (J2 e J3) e não junto ao local de aplicação de carga, para um valor de carga próximo dos 100 kN. De acordo com Pacheco [27], fissuras no local de momento máximo só surgiram para valores de carregamento entre 115 kN e 150 kN, como se pode comprovar na Figura 3-15 apresentada a seguir.

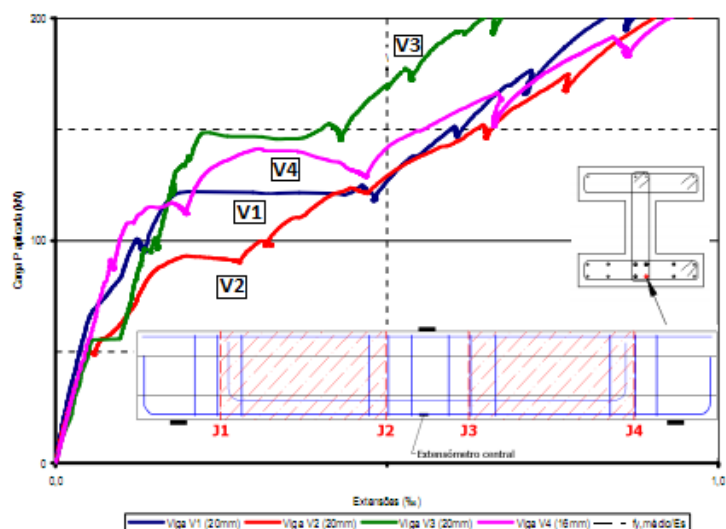


Figura 3-15 - Extensões a 1/2 vão nas quatro vigas, extraídas de Pacheco [27]

Da figura verifica-se que a viga V2 é uma excepção ao que se disse anteriormente, sendo que a abertura de fenda dá-se para um valor próximo de 80 kN. Refira-se que a abertura de fenda é caracterizada por uma variação significativa de extensão para um valor de carga relativamente constante. Sabendo-se que com aberturas de fendas ocorre inevitavelmente uma diminuição de rigidez, o surgimento de fendas pode ser constatado através do diagrama de força-deslocamento apresentado na Figura 3-16, onde se percebe que para cargas superiores a 120 kN as quatro vigas começam a demonstrar uma diminuição de rigidez.

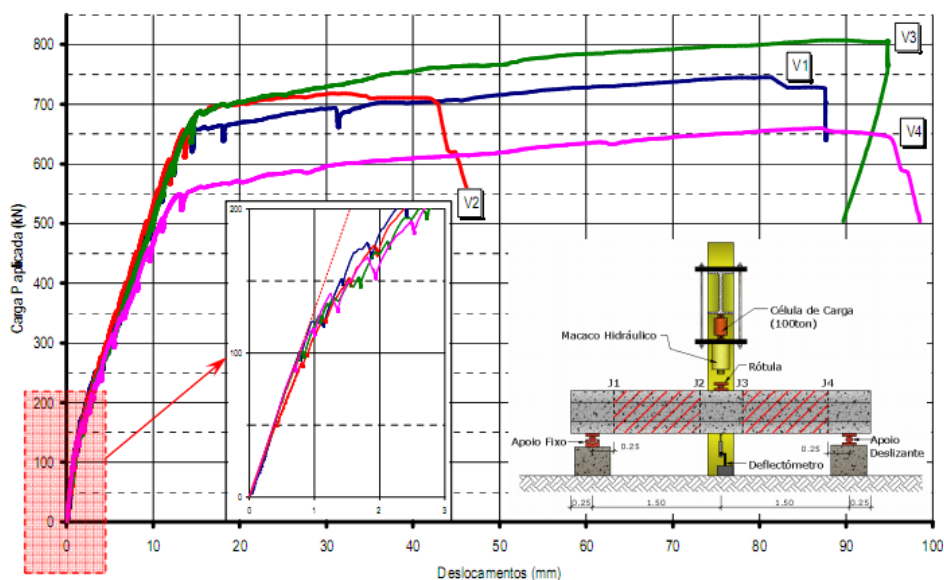


Figura 3-16: Diagrama Força - Deformação das vigas, extraído de Pacheco [27]

Analisando os fenómenos sucedidos em cada viga, verifica-se que na V1, as juntas apresentam um comportamento muito semelhante independentemente da cola estrutural aplicada na mesma. As primeiras fissuras surgidas, foram de flexão, tendo surgido próximo as juntas J2 e J3 no banzo inferior



e com o incremento da carga foi evoluindo na alma da viga até atingir a meia altura da mesma, tendo aí inclinado em direcção ao ponto de aplicação de carregamento, Pacheco [27]. No entanto o modo de fissuração na zona próximo do ponto de aplicação da carga não se desenvolveu de forma semelhante a uma viga monolítica. As juntas J1 e J4 (extremidades) tiveram um comportamento muito próximo do esperado para uma viga monolítica, com as fendas a surgirem no apoio e a atravessarem as juntas com uma certa inclinação, como mostra a Figura 3-17.

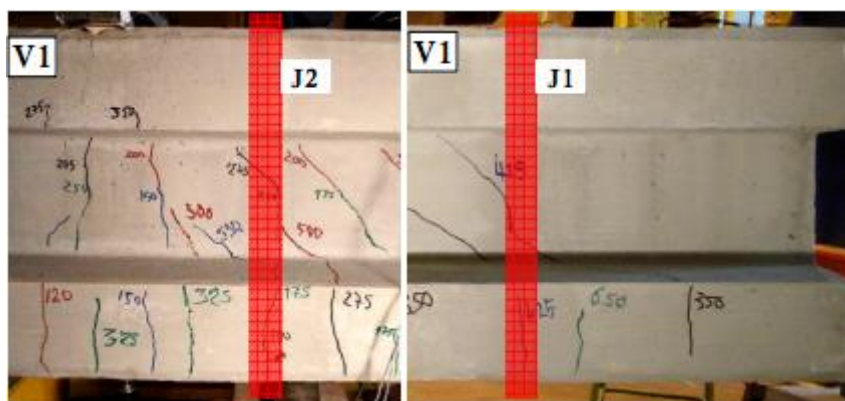


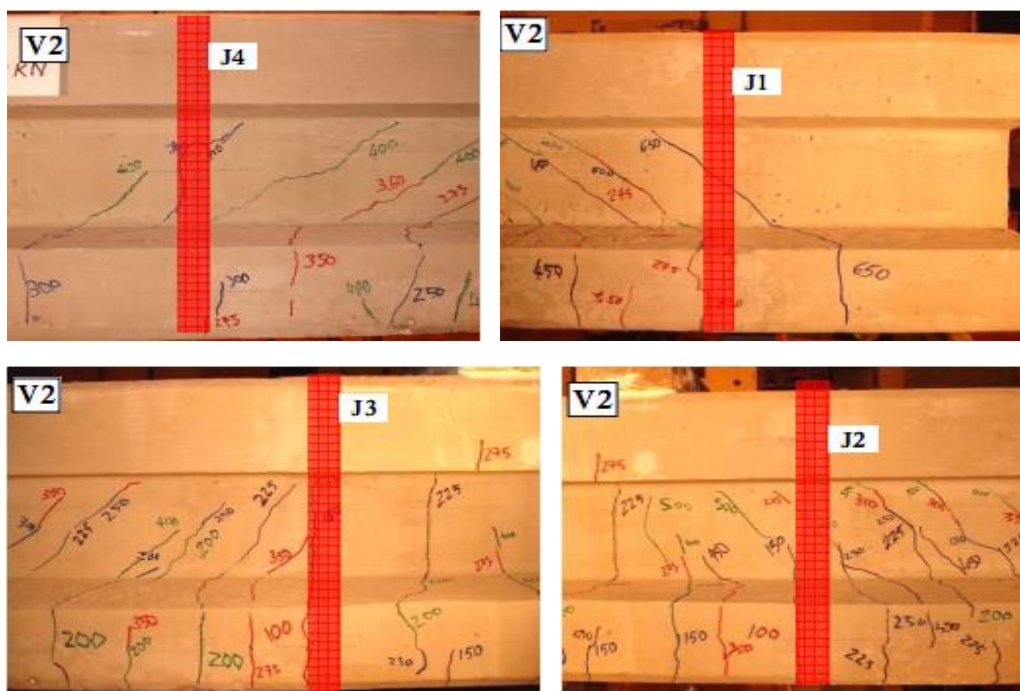
Figura 3-17 - Fendilhação na pormenorização A com cola ICOSIT K101 na viga V1, extraído de Pacheco [27]

Faz-se ainda notar que na pormenorização A, o ângulo de inclinação entre a horizontal e a fissura surgida é de  $47^\circ$  para fissura surgida no apoio e de  $42^\circ$  aproximadamente para as fissuras surgidas ao longo das juntas J1 e J2. As fissuras ao longo da pormenorização B (J3 e J4) apresentaram o mesmo ângulo que o visto nos casos da J1 e J2, o que é normal visto que são simétricas. No entanto, na junta J3 (pormenorização B) a fissuração apresenta uma inclinação de  $58^\circ$ , sendo assim, um pouco mais acentuado que os  $50^\circ$  exibidos pela junta simétrica. Esta constatação poderá ser justificada pela menor resistência à tracção do betão na zona da junta J3, ou como referido por Cavaco [26], pela alteração da inclinação da biela comprimida.

Para a viga V2, em que se relembra, existiram duas pormenorizações – a pormenorização A com armadura de alma e a pormenorização B sem armadura de alma apresentou diferente comportamento nas juntas de interface localizadas nas diferentes pormenorizações. Na pormenorização com armaduras de alma a viga exibiu um comportamento em tudo semelhante a uma viga monolítica, com fissuração (vertical) no banzo inferior por flexão, que se direcciona (com inclinação) para o ponto de aplicação das cargas ao atingir a alma. No entanto, na pormenorização B (sem armadura de alma) a junta J3 apresenta um comportamento algo influenciado pelas juntas de construção, com as fissuras de flexão ocorridas no banzo inferior a prolongarem-se na vertical e rapidamente em direcção ao banzo superior. Faz-se notar que a fissura atinge o banzo superior para um carga de 200 kN, quando a fissura a meio vão ainda não atingiu a alma. Salienta-se que o desenvolvimento da fissura próximo a junta J3 é muito semelhante ao ocorrido na junta A da viga V2p ensaiada por Cavaco [26], o que poderá justificar-se pela semelhança da secção e pormenorização. Para o caso das juntas de extremidade, no caso a junta J4, apresenta o mesmo tipo de



comportamento que o apresentado pela viga V1, com as fissuras a desenvolverem-se inclinadas do apoio em direcção ao ponto de aplicação das cargas, como mostra a Figura 3-18. Ao atravessar a junta, as fissuras sofrem um pequeno desvio, retomando novamente ao meio da alma a inclinação que preconizava. Assim este efeito parece não influenciar a capacidade de transmissão de campos de compressões na pormenorização B da viga.



**Figura 3-18 - Fendilhação padrão na viga V2 na zona de extremidades (imagens em cima) e nas juntas interiores (imagens a baixo), extraídas de Pacheco [27]**

Nesta viga, o ângulo de inclinação das fendas ao contrário do sucedido na viga V1, não apresenta simetria nos valores. O ângulo que a fenda faz com a horizontal toma um valor de aproximadamente  $40^\circ$  ao longo da pormenorização A, com um espaçamento entre fissuras de 10 cm, enquanto que na pormenorização B a fissuração toma um valor de  $32^\circ$ , sendo visível que o espaçamento entre as fissuras é inferior ao apresentado na pormenorização A. Na zona do apoio, a fendilhação apresentou-se de forma semelhante com um ângulo de  $37^\circ$  na pormenorização B e  $44^\circ$  na pormenorização A.

Na viga V3, na pormenorização A surgiram inicialmente fissuras no banzo inferior com certa inclinação, o que não era esperado. No entanto, com o incremento do carregamento e chegada das fissuras a alma, estas inclinaram-se ( $42^\circ$ ) no sentido do ponto de aplicação da carga devido ao efeito de esforço transversal na viga, tendo inclusivamente atravessado a junta sem mostrar aparentemente qualquer evidência de comportamento anormal, como pode ser visto na Figura 3-19.



Figura 3-19 - Fendilhação padrão na pormenorização A (imagem em cima) e pormenorização B (imagem em baixo) da viga V3, extraídas de Pacheco [27]

Relativamente a pormenorização B (juntas paralelas as bielas de compressão), verificou-se que as fendas apresentaram-se de forma semelhante ao esperado em caso de vigas monolíticas, com fendas inclinadas ( $40^\circ$ ) iniciadas no apoio e evoluindo na direcção do ponto de aplicação da carga, como mostra a Figura 3-19, que não atravessaram as juntas uma vez que se dispuseram aproximadamente paralela a inclinação da mesma.

Analisando por último o sucedido na viga V4, verificou-se que para a pormenorização A, a viga apresentou um comportamento em tudo semelhante a uma situação monolítica, tal como já havia ocorrido na viga V2. Aliás as duas vigas apresentam uma pormenorização semelhante, diferindo apenas na armadura longitudinal como já referido. Na pormenorização B, a junta da extremidade (J4) apresentou igualmente um comportamento semelhante ao esperado.

As fissuras apresentaram para as juntas de extremidade, um ângulo de inclinação correspondente a  $45^\circ$  na junta J1 e de  $37^\circ$  na junta J4 correspondente a pormenorização B. Ao longo das pormenorizações A e B, as fissuras tiveram uma inclinação bastante variável, apresentando valores entre  $42^\circ$  e  $48^\circ$  na junta A e valores entre  $37^\circ$  e  $47^\circ$  na junta B.

Caracterizando agora as roturas ocorridas nas quatro vigas, verificou-se que para as vigas com juntas de interface verticais (V1, V2 e V4), ocorreu formação de rótula plástica na zona de aplicação de carga, apresentando no banzo superior (comprimido) sinais esmagamento após estarem sujeitas a carga máxima de 745kN, 718 kN e 660 kN respectivamente. Decorre assim, nestas vigas uma diminuição de rigidez vertical proporcionando a rotação da viga sobre os apoios e originando uma maior abertura das fissuras ao centro das vigas, no local de formação de rótulas plásticas. Com

maiores aberturas de fendas, as vigas sofrem uma diminuição da sua capacidade de resistência sendo visível no nível de carga aplicado que decresce dos valores apresentados anteriormente para 725 kN, 710 kN e 645 kN, valores de rotura para as vigas V1, V2 e V4 respectivamente. Este efeito pode ser comprovado no diagrama de Carga-deformação apresentado na Figura 3-20.

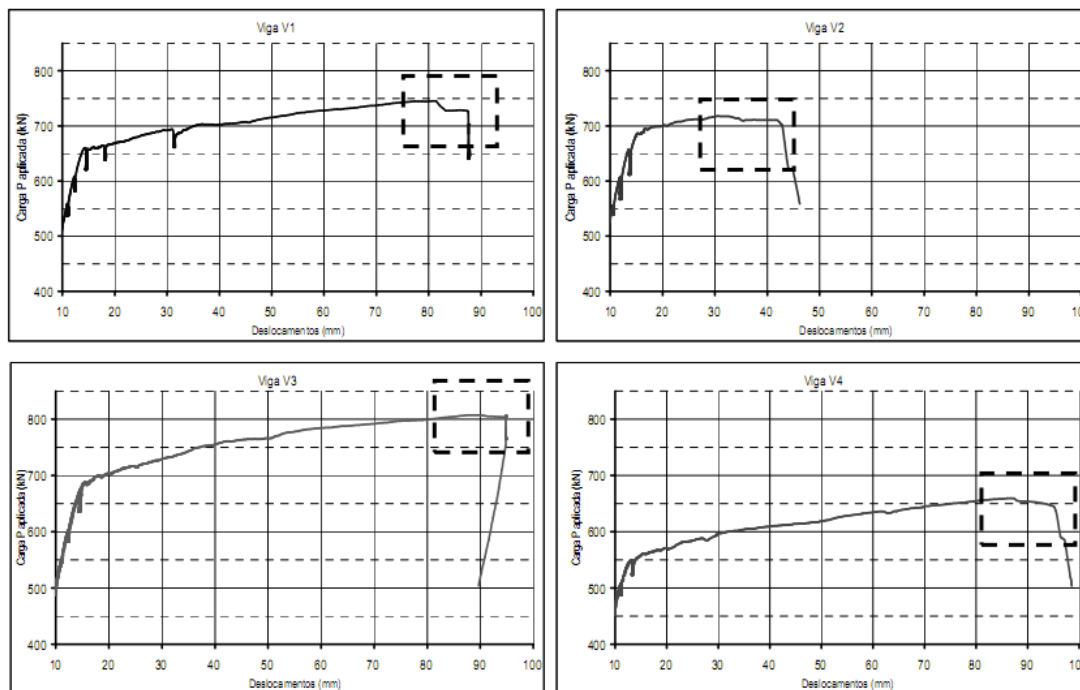


Figura 3-20: Diagrama de Carga-Deformação das vigas ensaiadas, extraído de Pacheco [27]

Segundo Pacheco [27] após colapso, as vigas apresentaram sinais de “pequenos escorregamentos na alma e superfícies de rotura inclinadas no banzo comprimido”. A Figura 3-21 mostra o modo de rotura da viga V1, podendo-se ver os efeitos descritos anteriormente, sendo de salientar ainda que indícios de escorregamento ocorrem na junta J2.

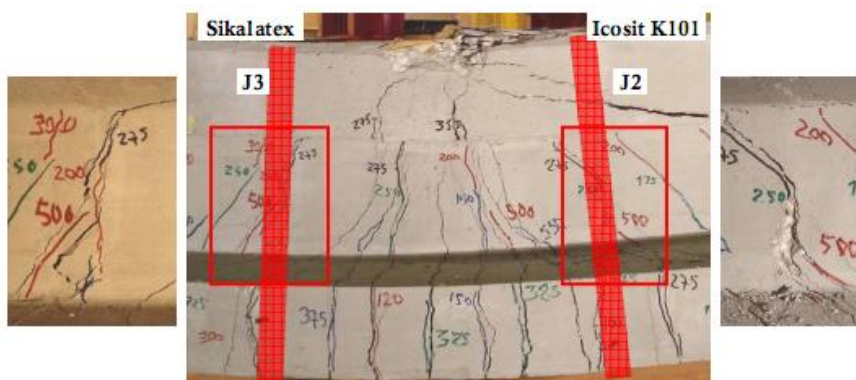


Figura 3-21 - Modo de rotura da viga V1 (esmagamento no banzo superior e escorregamentos na alma), extraído de Pacheco [27]

Na viga V2, a semelhança do que sucedeu na V1, é relatado por Pacheco [27] a ocorrência de rotura com deslizamento relativo na junta J3 (sem armadura de alma) após esta ter estado sujeito a carga máxima. No entanto como já referido a rotura acontece para uma carga inferior à máxima. A Figura 3-22 apresenta o gráfico das extensões ocorridas nas armaduras que se encontravam à tracção em função da força aplicada na viga. Nesta pode-se constatar que as armaduras entram em cedência para cargas entre 580 kN e 670 kN aproximadamente.

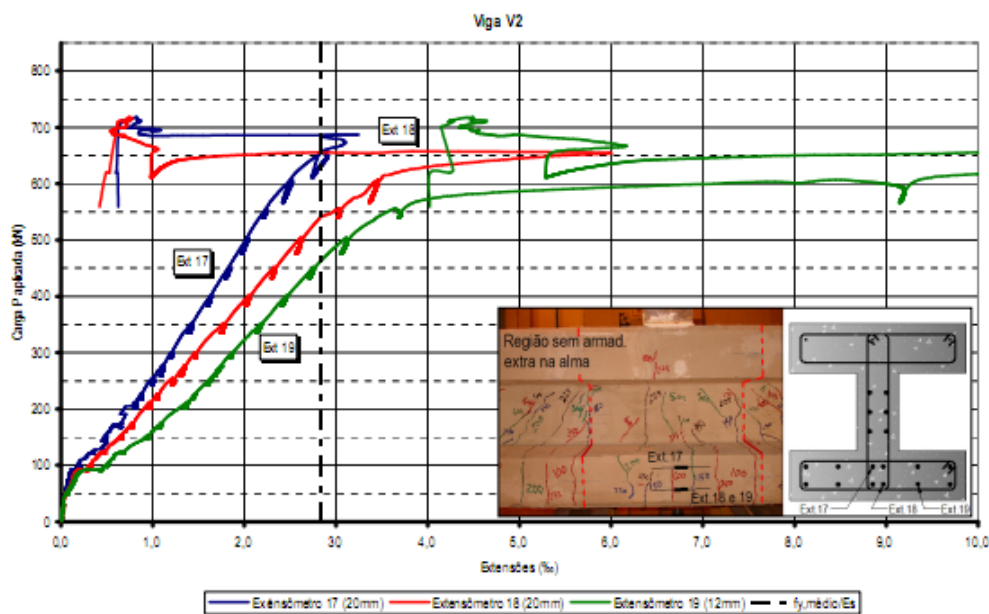


Figura 3-22 - Extensões obtidas na viga V2 nos extensômetros localizados a  $\frac{1}{2}$  vão, extraído de Pacheco [27]

Com uma carga de cedência de 685 kN, o colapso da viga V3 ocorre, assim como em todas as outras vigas por efeito dos esforços de flexão, depois de esta já ter experimentado uma carga máxima de 807 kN. A cedência das armaduras e consequentemente as aberturas de fendas, provocam uma ligeira diminuição da rigidez vertical da viga. A diminuição da rigidez causada pelas fissuras, apresenta-se como um “obstáculo” uma vez que com o aumento de carga no macaco hidráulico a viga vai apresentado algum nível de destruição. Salienta-se que a destruição do betão e o limite de capacidade do deflectómetro, fizeram com que o ensaio terminasse quando a carga era de 804 kN e a deformação correspondente a 9,5 cm. Assim, não se verificou propriamente um colapso “natural” da viga, mas sim um termino do ensaio, pelo que é de supor que este sistema poderia suportar mais deformação do que o registado quando do termino do ensaio. Este facto evidencia bem a capacidade de ductilidade apresentada por esta viga.

A viga V4 demonstrou as mesmas características que as mencionadas na V2, com pequeno deslizamento na junta J3. Esta apresentou como particularidade, o facto de na secção de formação de rótula plástica, o colapso da peça ser acompanhado de rompimento de parte da armadura de flexão que cedeu (ver Figura 3-23).



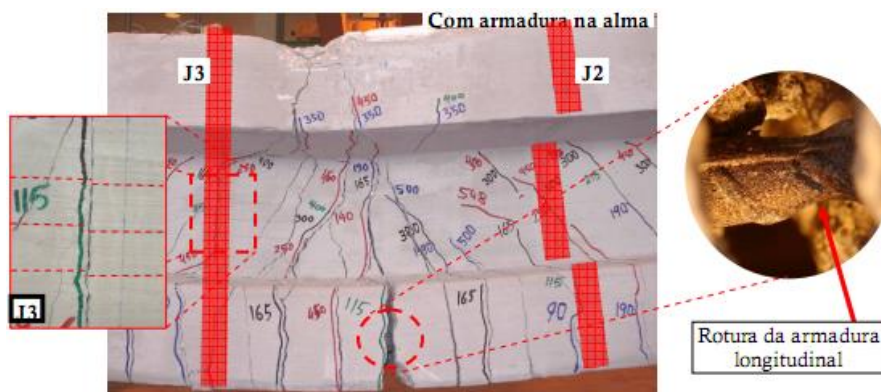


Figura 3-23 - Modo de rotura da viga V4, extraído de Pacheco [27]

Note-se ainda que deflectómetros instalados a meio vão da viga, indicam que estas tiveram para as cargas máximas atingidas um deslocamento de 88, 42, 95 e 95 mm para as vigas V1, V2, V3 e V4 respectivamente. Estes valores permitem assim concluir que a excepção da viga V2 que apresenta uma ductilidade reduzida, todas as outras vigas possuem um ductilidade normal, com flechas a meio vão que poderiam ser obtidas de forma equivalente por:  $L_{vão}/33$ ,  $L_{vão}/72$ ,  $L_{vão}/32$  e  $L_{vão}/31$ . O Quadro 3-5, a seguir apresentado mostra de forma resumida, o sucedido nos ensaios para as quatro vigas.

Quadro 3-5 - Resumo comportamental das vigas

Viga	Pormen. A (J1 e J2)	Pormen. B (J3 e J4)	Carga de cedência [kN]	Carga máxima [kN]	Carga de rotura [kN]	Deform. máxima a ½ vão [mm]	Ductilidade
V1	Cola estrutural ICOSIT K101	Cola estrutural SIKALATEX	650,0	745,0	725,0	88	Normal
V2	Armadura de alma	Sem armaduras de alma	685,0	718,0	710,0	42	Reduzida
V3	Juntas inclinadas	Juntas inclinadas	685,0	807,0	804,0	95	Normal
V4	Armadura de alma	Sem armaduras de alma	560,0	660,0	645,0	95	Normal



## 4. Modelação de ligações pré-fabricadas com armadura contínua

Depois de se ter apresentado no capítulo anterior a descrição das vigas e ensaios realizados nas duas fases de investigação, neste capítulo tratar-se-á da modelação realizada com o software ATENA Engineering.

A evolução de meios computacionais e desenvolvimento de métodos numéricos torna cada vez mais atractiva a utilização do software de cálculo, para reconstruir ensaios experimentais e consequentemente conseguir uma melhor percepção dos fenómenos físicos ocorridos, obter redução de custos na execução de ensaios e optimização de elementos estruturais. A minimização dos custos e a rapidez proporcionada fez com que ao longo dos anos se investisse cada vez mais em modelos de análise, chegando hoje a um nível avançado onde é possível resolver problemas complexos, em geometria, solicitações e com diversos comportamentos de material. A maioria destes programas recorre a Método dos Elementos Finitos que tem vindo a ter grande afluência por parte dos investigadores. Não obstante os avanços decorridos, continua a ser um desafio interessante para os investigadores desta área, calibrar os modelos numéricos de tal maneira que seja possível substituir alguns ensaios experimentais por ensaios numéricos. O problema reside nas simplificações que são precisas adoptar para análise, na incerteza dos parâmetros que caracterizam o comportamento dos materiais envolvidos, nos pressupostos adoptados para descrição do comportamento não-linear, e no facto que é impossível introduzir no modelo todas as possíveis imperfeições que naturalmente ocorrem nas estruturas reais, entre os outros factores. Neste contexto os métodos estatísticos podem vir a dar uma visão dos acontecimentos mais consistente, mas claramente fora do âmbito desta tese.

### 4.1. Comportamento do betão

O betão é um material heterogéneo, de matriz cimentícia, cujos elementos constituintes possuem diferentes propriedades. Segundo, Mier [33], esta heterogeneidade possibilita a ocorrência de microfissuras no material, sendo que estas ocorrem ao longo da superfície de contacto entre os agregados e a pasta de cimento. As microfissuras podem evoluir para zonas de dano mais intenso, podendo assim chegar a bandas de fissuração.

Sendo um acontecimento inerente ao composto, esta (fissuração) deve estar reflectida no modelo de comportamento do material. A forma como se considera a abertura das fendas na implementação de um modelo computacional é o que tem diferido de autor para autor.

É necessário salientar, que o betão pertence aos materiais quási-frágeis, os quais, quando sujeitos a uma carga excessiva, são caracterizados pelo desenvolvimento progressivo de grandes zonas de fractura. A simulação do crescimento progressivo de microfissuras implica a adopção das leis

constitutivas com amolecimento, ou seja, com um ramo descendente do diagrama tensão-deformação. No contexto da mecânica contínua, isso leva a sérias dificuldades matemáticas e numéricas.

Nesta dissertação, para a execução de ensaios numéricos utilizou-se o software ATENA 3D. ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) é um código de elementos finitos com vários recursos especiais para a análise não-linear de estruturas de betão simples e armado. ATENA simula o comportamento real das estruturas de betão e betão armado, incluindo a criação de fendas, falhas por esmagamento e cedência de armadura. No processamento de criação de fendas usa-se o chamado “smeared crack model”, o que significa que as fendas modelam-se como a degradação de propriedades (“damage”) e, apesar da possibilidade de visualização de fendas, o modelo no seu fundo teórico mantêm-se contínuo. Além desta abordagem existem métodos em que as fendas modelam-se como descontinuidades do modelo, mas estes não serão descritos no âmbito desta tese.

Em seguida descrevem-se os principais pressupostos nos modelos utilizados pelo software ATENA.

## 4.2. Modelo constitutivo do betão

O modelo do comportamento de betão incorporado no software ATENA é uma combinação de modelo de fractura e de comportamento plástico. As zonas sujeitas à tracção são tratadas por um modelo de fractura, com base na formulação clássica de “smeared crack” ortotrópico. Esta formulação emprega o critério de falha de Rankine, amolecimento exponencial, e pode ser usada como um modelo de fenda fixo ou rodado. O modelo de plasticidade para o betão em compressão baseia-se na superfície de rotura Menétrey-Willam. Como parâmetro de endurecimento /amolecimento implementa-se a deformação plástica volumétrica. A lei do escoamento plástico é não-associada, baseada na função de potencial plástico não-linear.

ATENA 3D Engineering é adopta a formulação desenvolvida por Borst [34], na qual assume-se teoria das pequenas deformações e a deformação é decomposta na componente elástica ( $\varepsilon_{ij}^e$ ), plástica ( $\varepsilon_{ij}^p$ ) e de fractura ( $\varepsilon_{ij}^f$ ). Ou seja, para a taxa de deformação (derivada de tempo):

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p + \dot{\varepsilon}_{ij}^f \quad (4.1)$$

Resolvendo em ordem da componente elástica, vem

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \dot{\varepsilon}_{ij} - \dot{\varepsilon}_{ij}^p - \dot{\varepsilon}_{ij}^f \quad (4.2)$$

O desenvolvimento da tensão pode então ser descrito através da seguinte equação, que descreve a progressão da degradação (no betão) e a cedência plástica (com esmagamento do betão), Cervenka [35]. Em que  $\sigma_{ij}$  corresponde a tensor de tensão e  $D_{ijkl}$  a matriz de plasticidade.



$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \cdot (\dot{\varepsilon}_{ij} - \dot{\varepsilon}_{ij}^p - \dot{\varepsilon}_{ij}^f) \quad (4.3)$$

A equação é assim função de plasticidade e fractura, uma vez que estas surgem na parcela de extensão. Os modelos constitutivos que regem a plasticidade e fractura no material são indicados nas equações (4.4) e (4.5) respectivamente.

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda}^p \cdot m_{ij}^p; \quad m_{ij}^p = \frac{\partial g^p}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.4)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^f = \dot{\lambda}^f \cdot m_{ij}^f; \quad m_{ij}^f = \frac{\partial g^f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.5)$$

Onde,  $\dot{\lambda}^p$  e  $\dot{\lambda}^f$  são coeficientes de multiplicação plástica e de fractura, que podem ser obtidas resolvendo as equações (4.6) e (4.7) respectivamente.

$$\dot{f}^p = n_{ij}^p \cdot \dot{\sigma}_{ij} + H^p \cdot \dot{\lambda}^p = 0, \quad n_{ij}^p = \frac{\partial f^p}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.6)$$

$$\dot{f}^f = n_{ij}^f \cdot \dot{\sigma}_{ij} + H^f \cdot \dot{\lambda}^f = 0, \quad n_{ij}^f = \frac{\partial f^f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.7)$$

### 4.3. Modelo de fractura para abertura de fenda no betão

A fissuração do betão é considerada através da consideração do critério de Rankine expressa pela equação (4.8) apresentada a seguir.

$$f_k^f = {}^t\sigma_{ij} \cdot n_i^k \cdot n_j^k - f_t \leq 0 \quad (4.8)$$

Onde,

$f_k^f$  – superfície de falha de Rankine

${}^t\sigma_{ij}$  – tensor de tensão instalada

$n_i^k$  – Eigenvectors para definir a direcção k

$n_j^k$  – Eigenvectors para definir a direcção k

$f_t$  – resistência do betão a tracção uniaxial

A fenda é descrita em termos simples, através do conceito da resistência à tracção do betão. Assim, quando sujeito a uma tensão correspondente à tensão de rotura à tracção do betão o elemento analisado sofre uma fenda, causada pela componente normal da tensão instalada, sendo assim paralela à tensão tangencial.

#### 4.4. Modelo constitutivo do aço

Para o aço, é assumido que possui um comportamento bilinear, onde o primeiro troço apresenta um comportamento elástico, enquanto o segundo apresenta um comportamento plástico como se pode observar na Figura 4-1 indicada a seguir.

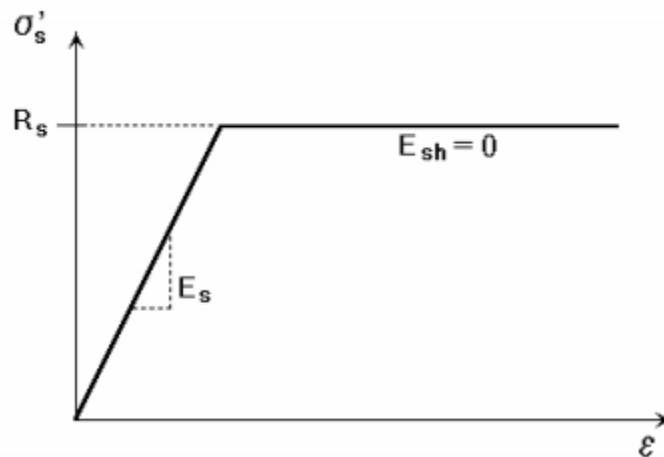


Figura 4-1: Diagrama tensão-deformação adoptado, extraído de Červenka [36]

No entanto, faz-se notar que seria possível introduzir material com comportamento regido por uma lei multi-linear. Esta última apresenta quatro fases, sendo a primeira uma fase elástica, seguida de um patamar de cedência, endurecimento e fractura. Nesta análise não foi considerada, por simplificação, esta hipótese, tendo-se no entanto, verificado na interpretação final dos resultados, que teria sido conveniente aproximar melhor esta relação através dos valores experimentais apresentados na Figura 3-14.

#### 4.5. Modelo de material de interface

Entre dois elementos de construção betonados em fases distintas surge uma junta de interface que apresenta características que diferem do resto dos elementos. Como já mencionado, a resistência à tracção na zona de contacto entre os betões poderá apresentar valor inferior aos restantes elementos de betão. Assim, em caso de não terem sido realizados ensaios que permitissem obter a rigidez normal  $K_{nn}$  e tangencial  $K_{tt}$ , estes podem ser obtidas por aproximação numérica. Diversos são autores que estudam modos de obter estes parâmetros. No entanto duas aproximações são recomendadas em Červenka et al [36][37]. A primeira baseia-se no critério de Mohr-Coulomb, tal que, em relação às rigidezes e resistência do betão se tem:

$$K_{nn} = \frac{E}{t} \quad K_{tt} = \frac{G}{t} \quad (4.9)$$

Em que  $E$  corresponde ao modulo de elasticidade do betão,  $G$  o modulo de distorção e  $t$ , a espessura da junta de interface. Este último parâmetro mostra-se bastante difícil de se obter.

Assim, alternativamente poderá ser utilizado, como aproximação os seguintes conceitos:

$$K_{nn} = \frac{E}{d_{\text{elemento finito}}} \cdot 10; \quad K_{tt} = \frac{E}{d_{\text{elemento finito}}} \cdot 10 \quad (4.10)$$

$$f_{t,ij} = a \cdot \min(f_{ctm,i}; f_{ctm,j}) \quad (4.11)$$

O coeficiente de coesão  $C$ , pode ainda ser aproximado por:

$$C = \mu \cdot f_{t,ij} \quad (4.12)$$

em que:

$f_{t,ij}$  – resistência à tracção da junta de interface

$f_{ctm,i}$  – valor médio da tensão de rotura do betão na face  $i$  à tracção

$f_{ctm,j}$  – valor médio da tensão de rotura do betão na face  $j$  à tracção

$a$  – toma valores no seguinte intervalo  $\left(\frac{1}{4}; \frac{1}{2}\right)$

$\mu$  – coeficiente de atrito, toma valores no seguinte intervalo (0,3; 0,5)

$d_{\text{elemento finito}}$  – dimensão da malha do elemento finito

Torna-se ainda necessário definir o valor mínimo da rigidez normal e tangencial. Não conhecendo a priori os seus valores, estes podem ser aproximados da seguinte forma:

$$K_{nn,min} = \frac{K_{nn}}{b}; \quad K_{tt,min} = \frac{K_{tt}}{b} \quad (4.13)$$

Onde  $b$  toma o valor de 100 ou de 1000. O valor mínimo da rigidez normal e tangencial são na realidade coeficientes que garantem que após a rotura a rigidez não seja nula, uma vez que teoricamente, após rotura a rigidez na interface seria zero. Esta solução permite assim que

globalmente a rigidez não seja indeterminada. Assim, a variação apresentada pelo coeficiente  $b$  não influencia os resultados.

## 4.6. Modelação em ATENA 3D

No processo de modelação a seguir descrito foi utilizado sempre que possível valores reais relativos as características dos materiais, obtidos em ensaios realizados em cada fase de estudos descritos no capítulo 3 desta dissertação. Os valores obtidos por aproximação numérica, e utilizados na modelação serão explicados sempre que se entender necessário.

### 4.6.1. Materiais

À semelhança de outros programas de cálculo, no ATENA 3D o processo de modelação inicia-se com a definição das características dos materiais a utilizar durante a modelação. Assim, para cada viga modelada foram utilizados os valores apresentados no Quadro 3-1 e Quadro 3-3 do capítulo anterior. Foram assim utilizados valores realistas obtidos nos ensaios de forma que a modelação pudesse ser o mais fiável possível.

Torna-se ainda necessário definir outros parâmetros como a energia de fractura ( $G_F$ ), Coeficiente de redução da resistência à compressão após a abertura de fendas ( $C$ ), “fixed crack model coefficient”.

A energia de fractura foi calculada de acordo com o Model Code 90. De acordo com este regulamento, este parâmetro deve ser calculado através da expressão seguinte:

$$G_F = G_{F,0} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (4.14)$$

Onde,

$f_{cm0}$  – Resistência à compressão média base [MPa]

$f_{cm}$  – Resistência à compressão média do betão [MPa]

$G_{F,0}$  – Valor base de energia de fractura [Nmm/mm<sup>2</sup>]

$G_F$  – Energia de fractura [Nmm/mm<sup>2</sup>]

Para efeitos de cálculo, a resistência à compressão média base toma o valor de 10 MPa, enquanto o valor base de energia de fractura, depende da máxima dimensão do agregado  $D_{máx}$ . De acordo com MC 90, este apresenta os seguintes valores em função da máxima dimensão do agregado:

**Quadro 4-1: Valor base de energia de fractura em função da máxima dimensão do agregado**

$D_{m\acute{a}x}$ [mm]	$G_{F,0}$ [Nmm/mm <sup>2</sup> ]
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Pelo que de acordo com os valores de  $f_{cm}$ , os valores da energia de fractura utilizada em cada viga é apresentado no Quadro 4-2:

**Quadro 4-2: Cálculo da energia de fractura referente a cada viga**

Fase de ensaios	Viga	Fase da betonagem	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{cm,cil}$ [MPa]	$G_F$ [Nmm/mm <sup>2</sup> ]	$G_F$ [MN/m]
1ª	V1 ref	-	35,08	30,50	0,06548	6,55E-05
	V2 ref	-	35,88	31,20	0,06653	6,65E-05
	V1 p	1ª fase	34,50	30,00	0,06473	6,47E-05
		2ª fase	32,43	28,20	0,06199	6,20E-05
	V2p	1ª fase	43,70	38,00	0,07638	7,64E-05
		2ª fase	33,93	29,50	0,06397	6,40E-05
2ª	V1	1ª fase	55,80	47,43	0,08920	8,92E-05
		2ª fase	54,10	45,99	0,08729	8,73E-05
	V2	1ª fase	45,50	38,68	0,07733	7,73E-05
		2ª fase	54,00	45,90	0,08717	8,72E-05
	V3	1ª fase	49,90	42,42	0,08249	8,25E-05
		2ª fase	64,20	54,57	0,09840	9,84E-05
	V4	1ª fase	58,40	49,64	0,09209	9,21E-05
		2ª fase	57,60	48,96	0,09120	9,12E-05

Foi considerado um coeficiente de redução da resistência à compressão após a fendilhação do betão de 0,8. Isto significa que a resistência do “betão fissurado” passa a ser 80% do “betão não fissurado”. A escolha deste valor baseou-se no facto de estudos realizados por Asin e Walraven [38] indicarem que este parâmetro apenas tem influência no mecanismo de rotura quando a redução da resistência à compressão é significativa, sendo que a adopção do coeficiente como 0,8 apresentou boa aproximação ao comportamento experimental e por ser igualmente recomendado por Cervenka [36].

Relativamente à escolha do modelo de abertura de fendas, inicialmente, esta recaiu em “rotated crack model (RCM)” por ser indicado por Cervenka [39] como aquele que permite alcançar melhores resultados. Inácio [40] e Nogueira [41] nas suas dissertações de mestrado, indicam igualmente terem obtido uma melhor aproximação (modo de propagação das fendas) aos resultados experimentais adoptando o “rotated crack model” face ao “fixed crack model (FCM)”.

Julgou-se também interessante esta opção, uma vez que as quatro vigas ensaiadas na primeira fase haviam sido modeladas em ATENA 2D por Apostolov [42] em 2007, tendo sido na altura adoptado o “fixed crack model”. Pelo que poderá constituir assim uma base de comparação entre os modelos.

O “fixed crack model coefficient” no ATENA é o parâmetro que permite escolher entre FCM e RCM, tendo sido adoptado o valor de 0,5 correspondendo a situação de “rotated crack model”.

### 4.6.2. Geometria

A geometria foi definida de acordo com as dimensões e formas utilizadas no programa experimental. No programa, cada “peça” corresponde a um “macro elemento”. Assim, por exemplo, a viga V1 elaborada por Pacheco [27], com dois troços betonados numa primeira fase e outros três troços numa segunda fase terá assim cinco “macro elementos” na modelação. Cada macro elemento pode ter características mecânicas diferentes, sendo que no exemplo indicado as características mecânicas são iguais para betonagens na mesma fase. Entre dois macro elementos existe uma superfície de contacto. As superfícies de contacto foram modeladas de acordo com o descrito no ponto 4.5, tendo sido considerada que a resistência à tracção da superfície de contacto é 50% da resistência à tracção do betão com menor qualidade entre as faces. Esta consideração vai de encontro ao mencionado anteriormente de que as juntas de interface provocam uma diminuição da resistência do material. Por outro lado, considerou-se um valor de 0,50 para o coeficiente de atrito, o correspondente a uma superfície muito lisa de acordo com EC2.

### 4.6.3. Armaduras

Nas armaduras existentes nas vigas foi adoptado uma ligação perfeita entre estas e os macro elementos (betão), significando assim que não haverá escorregamento entre os dois corpos. A deformação sofrida pelo betão será acompanhada pelo aço.

A opção por este critério deveu-se ao facto de a bibliografia disponível demonstrar que o comportamento resultante da consideração de ligação perfeita, não difere da consideração de “bond slip”.

Estudos realizados por Inácio [40] mostram que a diferença entre os resultados provenientes da adopção de modelos com “bond slip” e sem “bond slip” “eram insignificantes”.

### 4.6.4. Apoios e “Suportes”

Tanto para as vigas da primeira fase de ensaios, como para as da segunda fase, os apoios foram simulados impondo a deformação nula nas direcções correspondentes aos impedimentos. No ponto de

aplicação de carga é considerado que este possa absorver uma deformação de -0,0005 m na direção da sua aplicação. Esta deformação corresponderá assim ao valor da deformação imposta à viga em cada “step” como se verá nos pontos a seguir.

De forma a evitar uma concentração de tensões irrealista, os apoios e o local de aplicação de carga são normalmente em área e não em pontos. Para tal, foram criados “macro elementos” correspondendo a chapas de aço de pequeno porte que evitam estes efeitos. Para este material, foi adoptado um módulo de elasticidade elevado ( $200 \times 10^8 \text{ MPa}$ ) para que estes elementos não sofressem deformações.

### 4.6.5. Elementos Finitos

Em termos de elementos finitos, foram utilizados dois tipos de elementos na modelação. Utilizou-se os elementos “Tetra and Brick” para macro elementos em que o material é o betão e “Tetra” para elementos de aço. Faz-se notar no entanto que segundo Červenka [39], o elemento que melhor define o comportamento do betão é o “Brick”. No entanto este apenas pode ser aplicado a elementos com seis faces, pelo que no caso (viga em I) não foi possível aplicar o referido elemento. Optou-se pelo “Tetra and Brick” por este ainda assim usar elementos “Brick” no interior da estrutura. A dimensão dos elementos malha adoptada foi de 0,05 m para V3 e 0,10 m para as restantes vigas.

Esta opção surge após se ter feito uma análise de sensibilidade da malha, adoptando diversas dimensões para a mesma e verificando o comportamento da viga. Note-se que esta análise foi feita recorrendo à viga V1 como modelo. A Figura 4-2 apresenta os resultados obtidos.

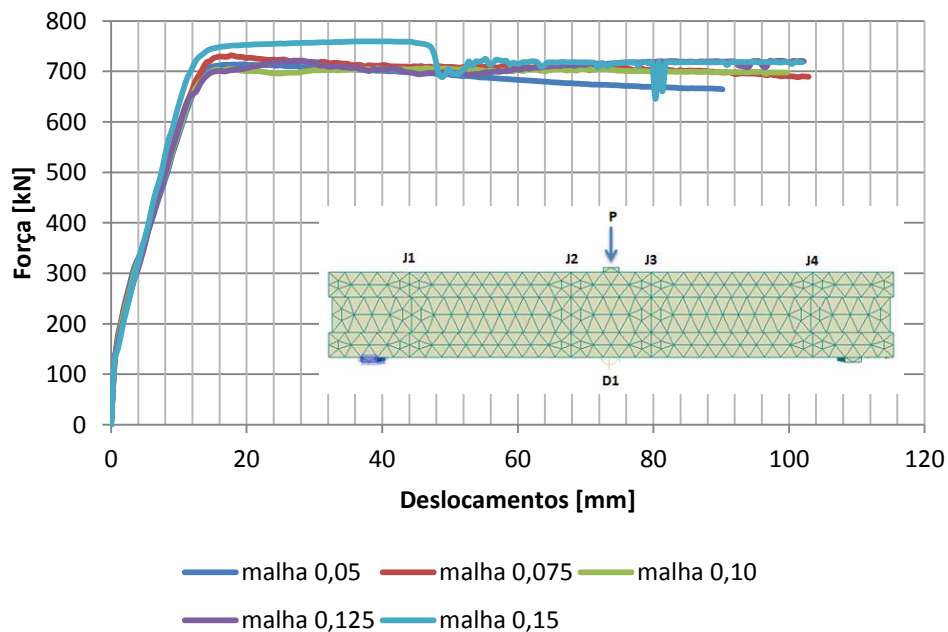


Figura 4-2: Comportamento da viga em função da malha adoptada

Das malhas adoptadas, a de 0,05 m será aquela que apresenta melhores resultados uma vez que quanto menor a dimensão do elemento finito melhor será a aproximação. No entanto o uso desta malha não é razoável uma vez que é igualmente necessário encontrar um compromisso com o tempo de execução de cada viga. Uma viga com malha de 0,05 m leva entre 3 a 4 dias (dependendo da geometria) a ser analisada, o que é pouco atractivo quando se tem que analisar diversas vigas. Assim, torna-se necessário encontrar uma malha que apresente um compromisso entre os resultados a obter e o tempo de execução.

Tomando a malha de 0,05 m como referência e comparando os resultados obtidos com as restantes malhas, obtêm-se o seguinte gráfico de erro relativo apresentado na Figura 4-3.

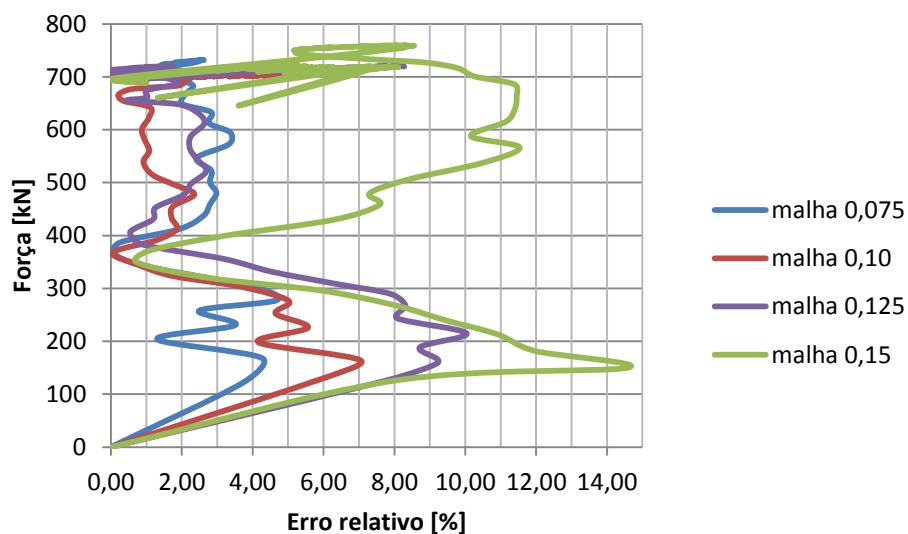


Figura 4-3: Erro relativo, em comparação com a malha de 0,05 m

Naturalmente a malha de 0,075 m é a que apresenta um valor de erro menor pois como já referido, quanto menor a dimensão do elemento finito melhor será a aproximação à realidade. No entanto, esta malha apresenta um tempo de análise muito próximo da malha de referência, pelo que se optou pela utilização da malha com a dimensão de 0,10 m que apresenta bom compromisso entre resultado e tempo de análise. A viga V3 é única excepção, onde se adoptou uma malha de 0,05 m. Esta opção teve como base o facto de as juntas inclinadas existentes nesta viga tornarem a análise ainda mais não-linear, tornando-se necessário discretizar significativamente as referidas zonas de junta. Não sendo possível discretizar apenas as juntas, toda a viga (macro elementos) foi discretizada com as mesmas dimensões.

Esta divisão permitiu ter o seguinte número de elementos em cada viga:



Quadro 4-3: Número de elementos finitos em cada viga

Viga	Tetra and Brick	Tetra
V1p	8367	213
V2p	8367	213
V1	7353	148
V2	7353	148
V3	44574	386
V4	7353	148

#### 4.6.6. Monitoramento dos acontecimentos

De forma a controlar os acontecimentos no decorrer da análise, instalou-se ao longo da viga diversos pontos de monitoramento. Deslocamentos, forças aplicadas e extensões nas armaduras foram os parâmetros monitorados. Os deslocamentos (D1) foram monitorados na parte inferior da viga, correspondente ao ponto de aplicação do carregamento pois é aí que tomará o seu maior valor. Foi feito ainda o controlo de deslocamentos à esquerda e à direita de pontos situados nas interfaces, de modo a verificar se ocorrem deslizamentos nestas superfícies. Quanto à força instalada, o seu ponto de monitoramento coincide com o ponto de aplicação da carga. Relativamente às extensões, o seu monitoramento foi feito nas mesmas armaduras e locais que o sucedido nos ensaios experimentais realizado por Cavaco [26] e Pacheco .

Faz-se notar que em termos do programa de cálculo, os deslocamentos e a força foram monitorados segundo a direcção da componente 3, enquanto as extensões nas armaduras segundo à direcção 1, seja ela de esforço transversal ou de flexão pois a direcção corresponde à direcção em que este possui rigidez axial.

#### 4.6.7. Incremento de deslocamento (“step”)

O software permite efectuar o estudo numérico de várias formas. Entre as quais, ensaios através de deslocamentos controlados ou de forças controladas. A opção recaiu sobre os deslocamentos controlados, por razões de estabilidade numérica uma vez que era de esperar amolecimento global.

Assim, sabendo-se dos ensaios experimentais realizados a deformação máxima  $\delta_{m\acute{a}x}$  a que as vigas estiveram sujeitas e considerando-se  $\delta_i$  a deformação imposta (incremento) em cada passo, o número de steps (passos) necessários para a realização do ensaio é dado pela expressão seguinte:

$$n = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{\delta_i} \quad (4.15)$$

De forma análoga ao sucedido para a escolha da malha, a escolha do passo a adoptar foi igualmente feito uma análise de sensibilidade de forma a verificar a sua influência nos resultados, mantendo-se como modelo a viga V1. Para o deslocamento máximo imposto de 0,1 m foram analisadas as seguintes situações:

Quadro 4-4: Número de passos de cálculo

$\delta_i$ [m]	n estimado [-]
0,00075	135
0,00050	200
0,00025	400
0,00010	1000

Os resultados mostram que apesar da variação no número de passos, a força máxima mantém-se praticamente igual, como se pode ver na Figura 4-4. No entanto, existe uma grande variação do esforço computacional, em que para uma malha de 0,10 m, os incrementos de 0,75 mm, 0,50 mm, 0,25 mm e 0,10 mm demoram respectivamente 8h00, 24h, 40h e 72h, aproximadamente. O gráfico correspondente ao incremento de 0,10 mm é o que melhor descreve o comportamento da viga. No entanto, face ao esforço computacional exigido e o comportamento apresentado pelos restantes incrementos, optou-se pela utilização de um incremento de 0,50 mm. Não é demais lembrar que é necessário chegar a um compromisso entre a exatidão e custo de cálculo em termos de horas de análise, daí a escolha de um incremento de 0,50 mm.

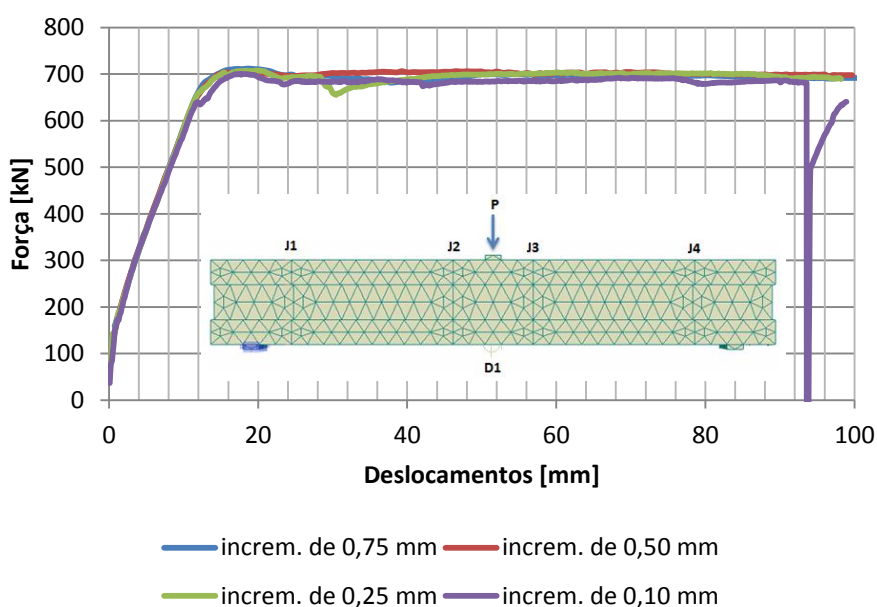


Figura 4-4: Análise de sensibilidade do passo

#### 4 – Modelação de Ligações Pré-fabricadas com Armadura Contínua

Pelo que o número de passos utilizados foi o seguinte:

**Quadro 4-5: Número de passos utilizados em cada viga**

Vigas	Step estimado [-]	Step utilizado [-]
V1ref	200	250
V2ref	200	170
V1p	200	250
V2p	200	200
V1	200	180
V2	100	100
V3	200	200
V4	200	200



## 5. Resultados obtidos

De seguida será feita a descrição dos resultados obtidos da análise numérica efectuada através do software ATENA, sendo feita em paralelo a comparação com os resultados experimentais descritos no capítulo 3 desta dissertação. Faz-se notar que no modelo numérico foi considerado a existência de uma fenda, a partir do momento em que a sua espessura fosse superior a 0,1 mm.

### 5.1. Viga V1ref

Para esta viga, os resultados numéricos mostram que após o início da análise, a ocorrência de fissuração devido a esforço de flexão na zona de aplicação de carga dá-se para uma força de 172,00 kN de intensidade, enquanto nos ensaios experimentais tal acontece para uma força de 180 kN. Em ambos os casos a ocorrência de fissuração provoca degradação da rigidez da viga, como pode ser visto no gráfico apresentado na Figura 5-1.

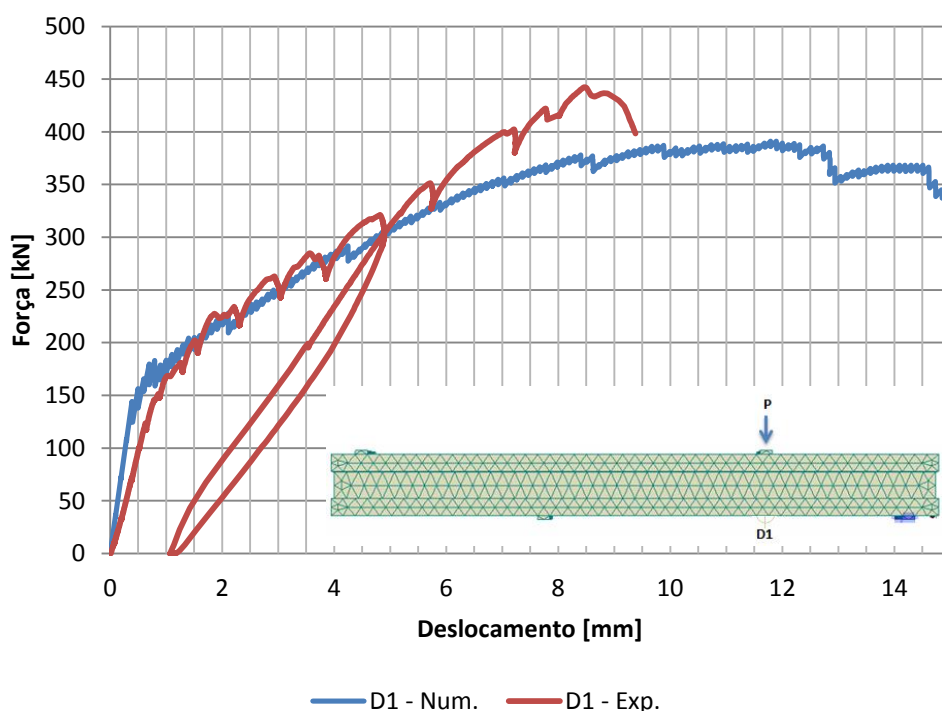


Figura 5-1: Diagrama Força – Deformação (D1) alcançado na análise numérica e ensaios experimentais a viga V1ref

As fendas devidas ao momento negativo no apoio de continuidade, ocorrem no modelo numérico ao mesmo tempo que ocorre na zona de aplicação de carga, e por conseguinte para a mesma força de

172,00 kN. Por sua vez, os resultados experimentais mostram que esta fenda ocorre para uma força no êmbolo de 200,00 kN. Em ambos os casos as fendas desenvolvem-se no sentido da alma da viga à medida que a deformação imposta vai aumentando.

Relativamente às fendas devidas ao esforço transversal, com o avançar de incrementos de carga, estas surgem na viga, na zona próxima à aplicação de carga, para forças de 204,00 kN e 250,0 kN para ensaio numérico e experimental, respectivamente. Estas propagam-se ao longo da alma da viga direcionando-se para os apoios. No modelo numérico a fissura atinge o apoio simples quando o deslocamento imposto provoca uma força no ponto de aplicação da carga de 232,00 kN enquanto no apoio de continuidade esse valor é de 277,00 kN, apresentando uma inclinação que varia entre 33° e 47° (sendo mais acentuada próximo ao ponto de aplicação da carga).

Quanto às extensões monitoradas, comparando o comportamento do gráfico delineado pelos extensómetros colocados nas armaduras transversais, verifica-se um comportamento muito semelhante ao ocorrido nos ensaios experimentais, com algumas armaduras a entrar em cedência, ao passo que outras não o atingem.

Faz-se notar a ocorrência da cedência dos estribos na zona próxima ao apoio de continuidade. Este acontecimento é normal e esperado visto que as vigas foram dimensionadas para que a rotura se desse por cedência destas armaduras.

O gráfico apresentado na Figura 5-2 mostra as extensões monitoradas no extensómetro E5 colocado junto ao apoio de continuidade, em que se verifica que a armadura entra em funcionamento para uma carga semelhante nos dois modelos, 275,00 kN para modelo numérico e 277,00 para o experimental. Note-se que para esta força ocorre abertura de fendas, uma vez que para uma força aproximadamente constante ocorre uma grande variação da extensão. Repare-se ainda que tanto no modelo numérico como no experimental a armadura entra em cedência, apesar de para forças diferentes. No modelo numérico a armadura entra em cedência para uma força de 335,00 kN ao passo que para o modelo experimental acontece para uma força de 433,00 kN.

No entanto, analisando dados obtidos do monitoramento de outras armaduras (E8) na mesma zona, verifica-se que no modelo numérico, a força para a qual a armadura começa a trabalhar é inferior ao modelo experimental. A heterogeneidade do betão poderá justificar esse comportamento, fazendo assim com que o betão não apresente a mesma resistência à tracção em pontos diferentes e por conseguinte a armadura comece a trabalhar para valores diferentes na mesma viga (em zonas com esforços semelhantes).

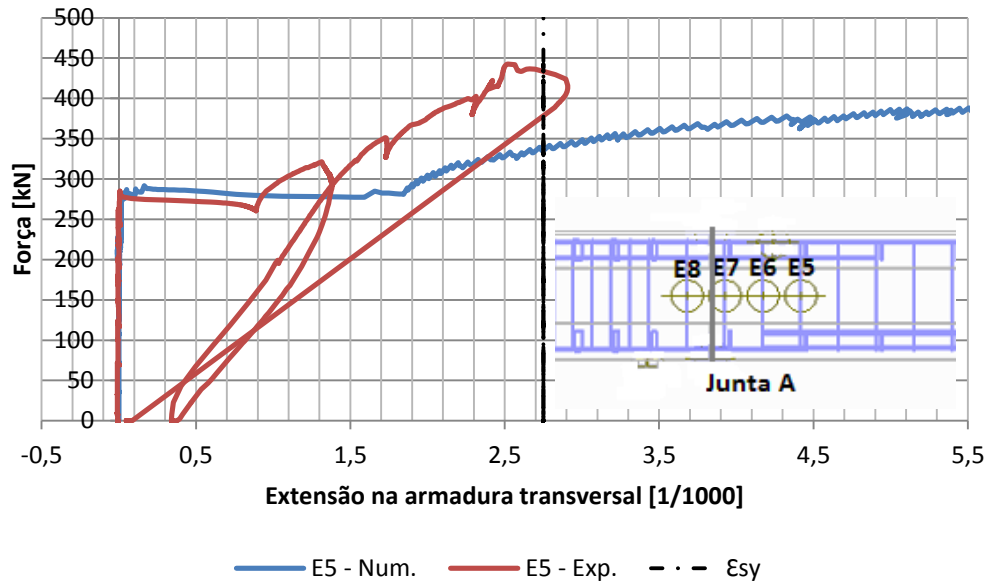


Figura 5-2: Extensão monitorada nos ensaios experimentais e numéricos na viga V1ref

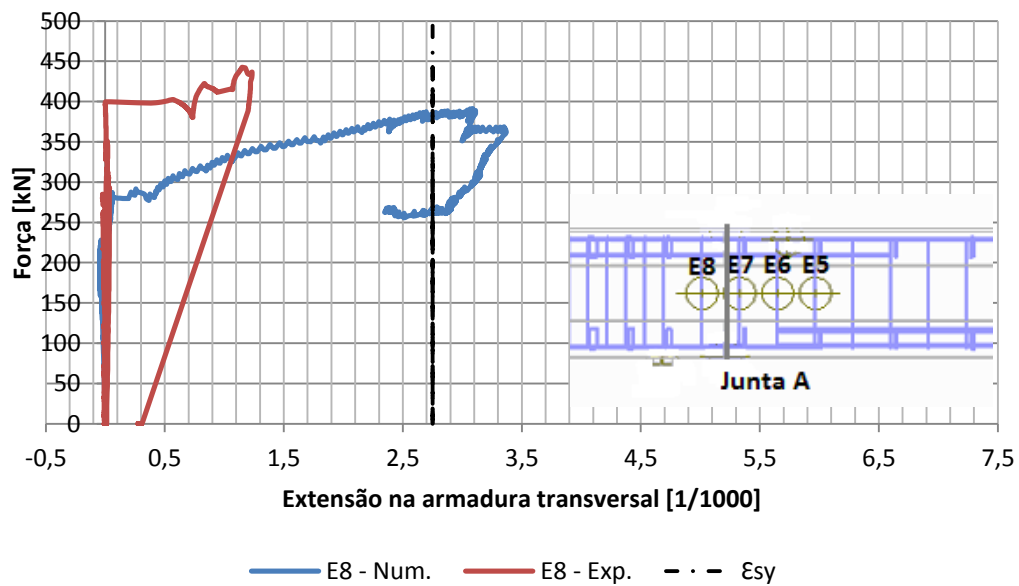


Figura 5-3: Extensão monitorada nos ensaios experimentais e numéricos na viga V1ref

Relativamente ao monitoramento das armaduras de flexão, que podem ser consultadas no Apêndice A (secção A.1) estas indicam como era esperado que nenhuma armadura entra em cedência, revelando ainda que os andamentos dos gráficos das extensões nos dois modelos encontram-se próximos.

Quanto à rotura, o resultado obtido na modelação numérica coincide com o experimental, sendo caracterizado por uma superfície inclinada entre o apoio de continuidade e o ponto de aplicação da

carga. Esta superfície apresenta um ângulo de inclinação  $18^\circ$  no modelo numérico e  $24^\circ$  no modelo experimental. A carga para a qual a estrutura entra em rotura é de 391,00 kN para a análise numérica e 445,00 kN para o ensaio experimental.

Note-se que os valores obtidos no modelo experimental, são de uma forma geral superior ao numérico. No entanto estes valores são ainda assim coerentes uma vez que a dispersão não é significativa.



**Figura 5-4: Modo de rotura da viga V1ref, modelo numérico**



**Figura 5-5: Modo de rotura da viga V1ref, modelo experimental**

### 5.2. Viga V1p

Relativamente a esta viga cuja única diferença à viga anterior é o facto de ser betonada em duas fases, a força para a qual ocorre a primeira fenda é de 179,00 kN no modelo numérico e 160,0 kN no modelo experimental. No entanto, no modelo experimental a fenda ocorre sob o ponto de aplicação do carregamento, ao passo que no numérico esta sucede no banzo superior, na zona de momentos negativos (sob o apoio de continuidade). Com o avançar da força (deformação imposta), surgem no modelo numérico, fendas (de flexão) no banzo inferior da viga, sob o ponto de aplicação do carregamento para uma carga de 181,00 kN, valor ainda assim, não muito distante dos 160,00 kN obtidos no ensaio experimental. No entanto, no ensaio experimental, a fenda sob o apoio de continuidade apenas ocorreu para uma carga aplicada de 191,00 kN, ou seja, 21,00 kN mais do que o alcançado com o modelo experimental.

As primeiras fendas de corte nesta viga surgem próximas ao ponto de aplicação do carregamento nos dois modelos. No entanto estas ocorrem para uma intensidade de 217,00 kN no numérico e 200,00 kN no experimental, desenvolvendo-se ao longo dos dois tramos em direcção ao poio simples e de continuidade. As fendas apresentaram no modelo numérico uma inclinação entre  $40^\circ$  e  $60^\circ$ .



Constata-se no modelo numérico, que as fendas desenvolvem-se naturalmente como se de uma viga monolítica se tratasse, com as fendas de esforço transversal a atravessar as duas juntas (A e B) e atingindo os apoios, e as fendas de flexão a se desenvolverem uniformemente tanto na zona dos momentos negativos, como na zona de momentos positivos. Faz-se notar no entanto que na junta A (próximo ao apoio de continuidade) as fendas de esforço transversal parecem ter alguma dificuldade a atravessar a junta na zona da alma, atravessando-a apenas no banzo inferior. Verifica-se ainda que surgem fendas de esforço transversal na alma da viga, a esquerda da junta A, sendo no entanto caracterizado por uma inclinação superior ao que sucede a direita da junta; o que revela que esta não corresponde a propagação das fendas que se encaminhavam do tramo central (à direita) para o apoio. A dificuldade em atravessar a junta poderá ser justificada pela existência de microfissuras verticais ao longo da junta, na zona tracionada e do deslizamento ocorrido numa fase posterior, como ver-se-á mais a frente. A carga para a qual as fendas atravessam as juntas é de 221,00 kN e 263,00 kN, para as juntas A e B respectivamente.

Quanto à cedência das armaduras, no modelo numérico verifica-se que ocorre apenas nos estribos. As armaduras longitudinais não entram em cedência, como se pode ver na Figura 5-6. Este comportamento está de acordo com o princípio de dimensionamento da viga em questão. Entretanto, os estribos iniciam a cedência para uma carga 262,00 kN.

A Figura 5-7 mostra o comportamento do estribo monitorado pelo extensómetro E5, onde é possível ver que este entra em cedência nos dois modelos. No Apêndice A (secção A.2) é possível consultar os restantes gráficos correspondentes ao monitoramento realizados aos restantes estribos e armaduras de flexão.

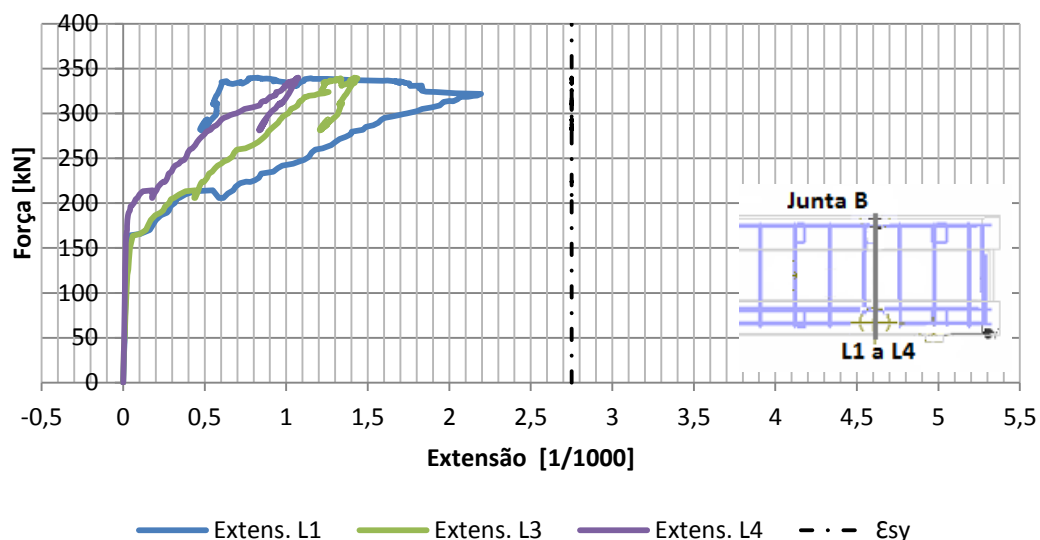


Figura 5-6: Extensão nas armaduras longitudinais, no modelo numérico da viga V1p

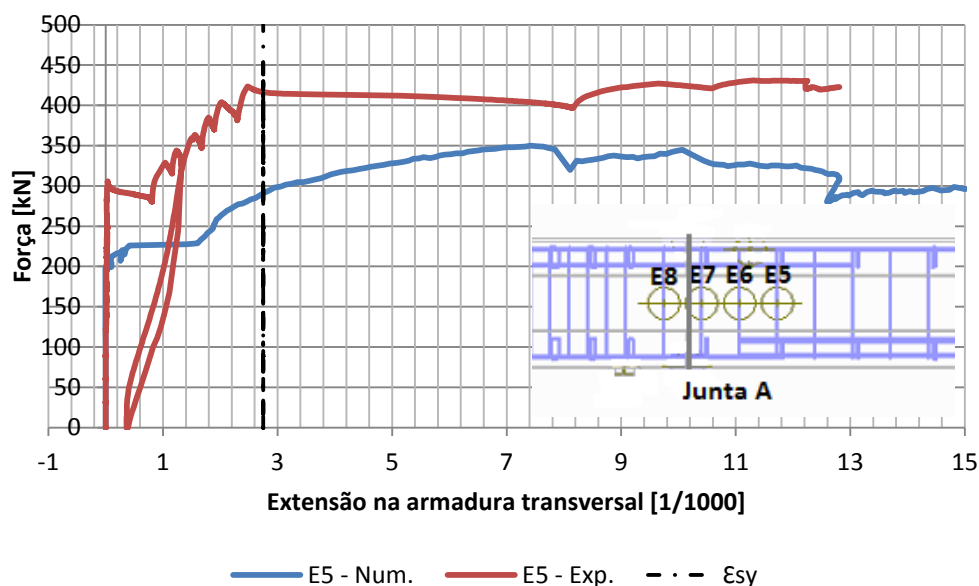


Figura 5-7: Extensão no estribo, no modelo numérico e experimental da viga V1p

A Figura 5-8 apresenta o modo de rotura obtido para os dois modelos. Repare-se que estas apresentam o mesmo padrão de rotura, dado por uma superfície que se estende de uma distância de 0,25 m do apoio de continuidade ao ponto de aplicação da carga, perfazendo assim uma inclinação  $\theta$  que toma um valor de  $18^\circ$  na viga numérica e  $24^\circ$  na experimental, aliás de forma semelhante ao sucedido na viga V1ref. A diferença na inclinação da superfície de rotura entre os dois modelos, deve-se ao facto de no modelo numérico a superfície de rotura atingir o ponto de aplicação do carregamento, ao passo que no modelo experimental esta superfície fica a uma certa distância do ponto.

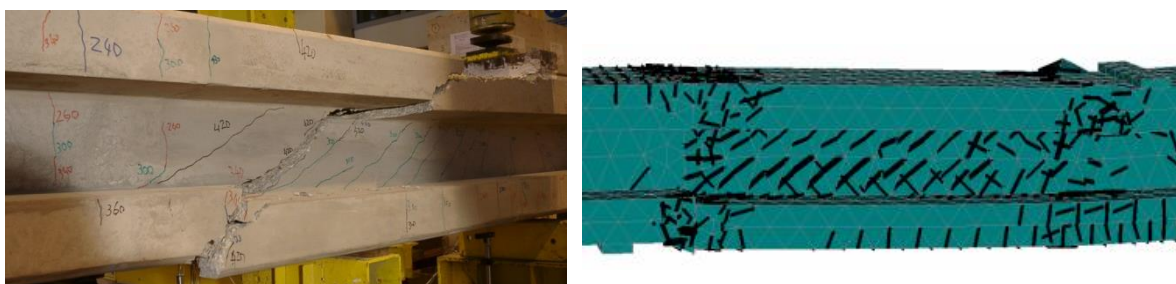


Figura 5-8: Modo de rotura no modelo experimental e numérico na viga V1p

No entanto, verifica-se que contrariamente ao que sucedeu nos ensaios experimentais, ocorre um pequeno deslizamento no banzo inferior na junta de interface A do modelo numérico. Este fenómeno pode ser visto de forma clara no realce feito na Figura 5-9 indicada a seguir.

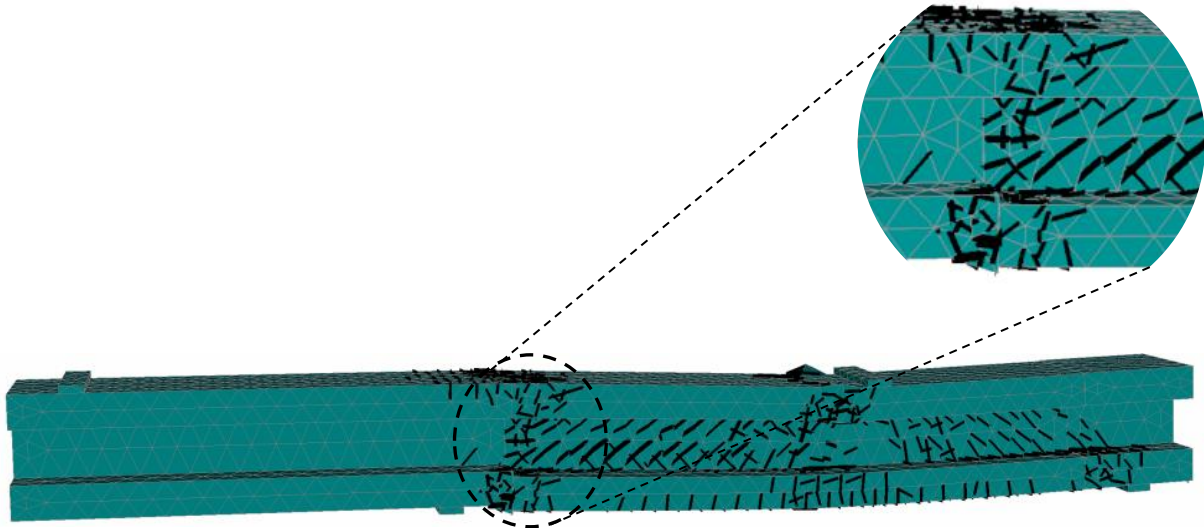


Figura 5-9: Modo de rotura na viga V1p, com realce do deslizamento na junta A

A ocorrência deste fenómeno poderá ser justificada pela adopção da resistência à tracção das juntas como sendo a 50% da resistência a tracção do betão em contacto com menor resistência. Esta opção, como já mencionado anteriormente é recomendada por Cervenka [37], para casos em que não se conhece o valor real da resistência da junta. No entanto, ocorre igualmente deslizamento na junta B, não sendo no entanto tão perceptível. Mas recorrendo a Figura 5-10 verifica-se o tal fenómeno. Ressalta-se ainda que o valor para o qual as vigas entraram em rotura foi de 350,00 kN para a numérica e 440,00 kN para a experimental.

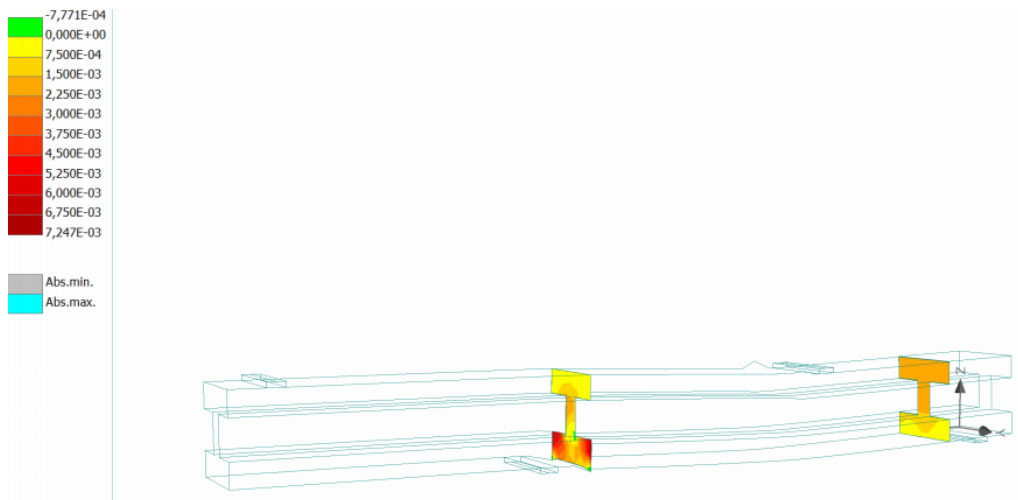


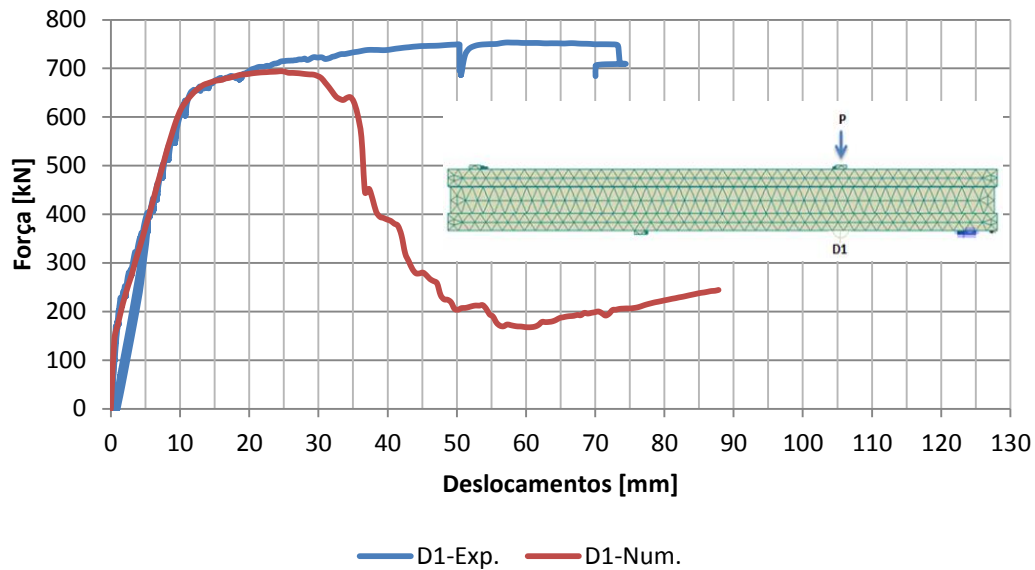
Figura 5-10: Deslizamento nas juntas de interface da viga V1p

### 5.3. Viga V2ref

Na viga modelada numericamente, a primeira fenda de flexão surge para uma força de 204,00 kN no banzo superior da zona do apoio de continuidade, quando por sua vez os resultados experimentais mostram que a primeira fenda nesta viga aconteceu sob o ponto de aplicação do carregamento e para uma força de intensidade 180,00 kN. A fendilhação na zona de aplicação da carga acaba por surgir, nos resultados numéricos para uma carga de 215,00 kN, ou seja, um valor superior ao obtido nos resultados experimentais em 35,00 kN. Apesar de ser significativa a diferença, não se pode esquecer que o número de vigas ensaiadas é reduzido, pelo que consequentemente os valores obtidos caso fosse ensaiado mais vigas experimentalmente, poderiam divergir do obtido. Igualmente há que se ter em conta que se trata de uma aproximação numérica e como tal, estas diferença por si só não é significativa em termos de resultados a alcançar. Ainda relativamente a fissura sob o apoio de continuidade nos ensaios experimentais, tal acontece para uma carga de 250,00 kN.

No modelo numérico, fendas de esforço cortante surgiram próximo à zona de aplicação da carga para um carregamento de 231,00 kN e direcionaram-se para os apoios, tendo atingido primeiro o apoio de continuidade para um valor de carga de 352,00 kN e de seguida o apoio simples para uma carga de 429,00 kN. No Apêndice A (secção A.3), a Figura A.3. 13 mostra a sequência da fendilhação nesta viga.

Repare-se no entanto, que a viga apresenta uma diferença no seu comportamento como se pode constatar através da visualização da Figura 5-11, onde se constata que no segundo ramo do gráfico que relaciona a força e deformação sofrida pela viga, esta apresenta uma perda de carga, nos resultados correspondentes à modelação numérica. Este comportamento tem a ver com o facto de os programas de cálculo automático apresentarem ainda limitações significativas, na modelação do comportamento após cedência e próximo a rotura.



**Figura 5-11: Diagrama Força - Deformação da viga V2ref para o modelo numérico e experimental**

Analisando as extensões monitoradas nos dois modelos (numérico e experimental), verifica-se que no modelo numérico, com a exceção do extensómetro E6 (armadura transversal) cujo gráfico se indica na Figura 5-12, nenhum dos outros entrou em cedência. Ora este comportamento não era de todo esperado, uma vez que nesta viga os estribos foram sobredimensionados para que a cedência se desse apenas por cedência das armaduras de flexão. Assim, este resultado difere do obtido nos ensaios experimentais no qual a maioria das armaduras de flexão entra em cedência como pode ser visto na Figura A.3. 11 e Figura A.3. 12 do Apêndice A (secção A.3). O diagrama de força-deformação apresentado na Figura 5-11 apresenta um patamar de cedência que só é compatível com a plastificação das armaduras. Verificou-se que os pontos monitorados em armaduras longitudinais tracionadas sob o apoio de continuidade encontravam-se para além do ponto 0,25 m correspondente à posição experimental. Assim, certamente que ocorrem cedência do aço nesta secção. Não foi possível refazer o modelo face ao tempo disponível aquando da constatação deste facto.

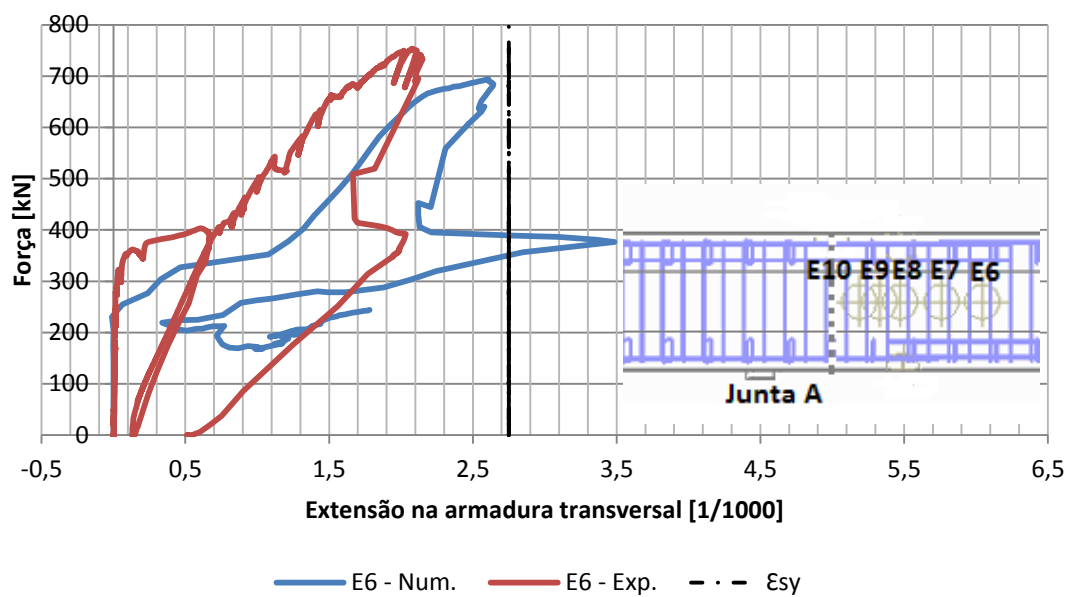


Figura 5-12: Extensões monitoradas nos estribos do modelo numérico e experimental

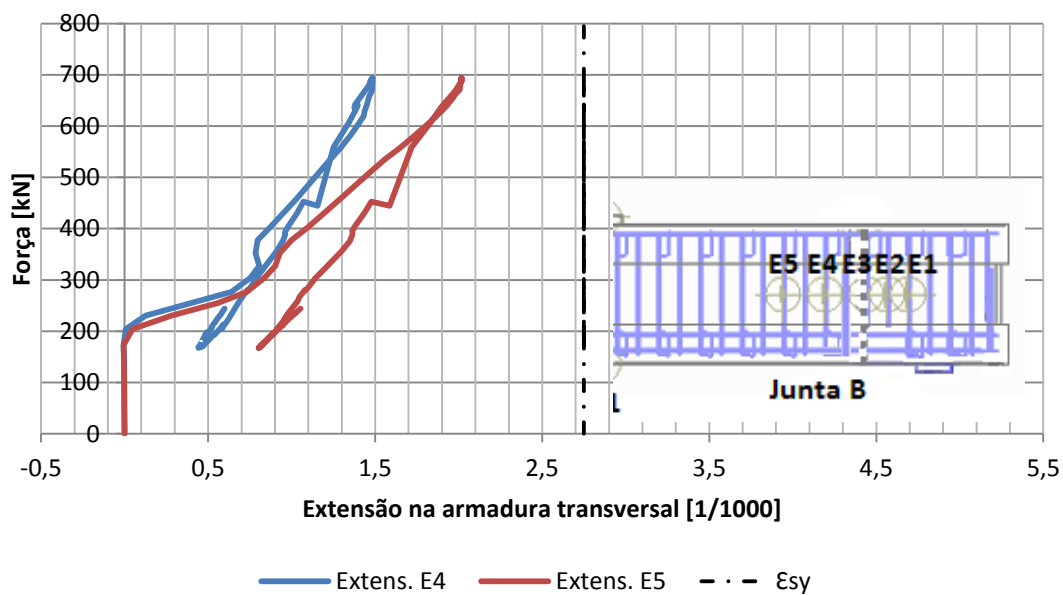


Figura 5-13: Extensão monitorada nas armaduras transversais próximo a junta B da viga V2ref (numérica)

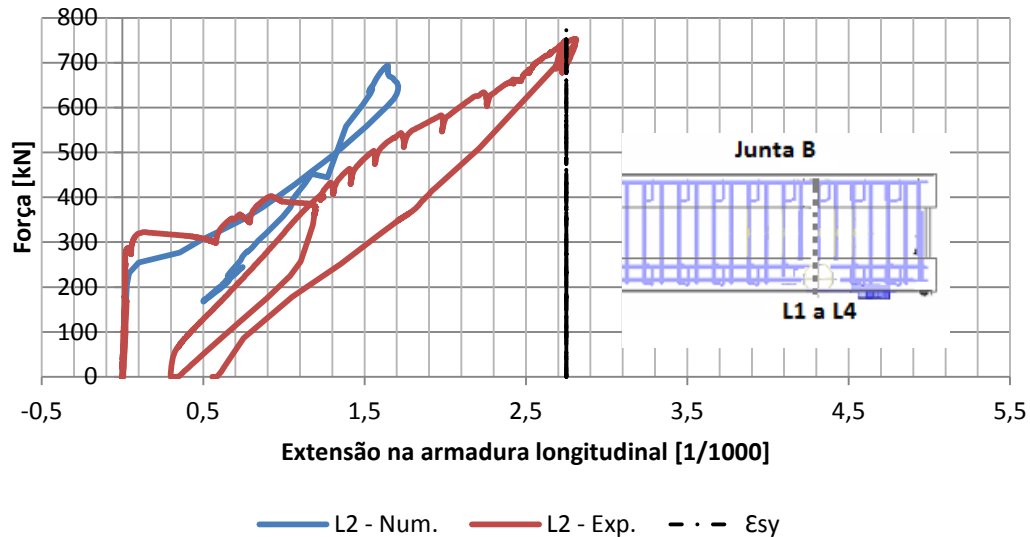


Figura 5-14: Extensões monitoradas nas armaduras longitudinais, na viga V2ref

Repare-se no entanto que apesar de estas não terem entrado em cedência, apresentam um comportamento muito semelhante (em força e extensão inicial) ao obtido nos ensaios experimentais, como pode-se ver na Figura 5-14.

Relativamente à rotura, verifica-se igual modo de rotura para os dois modelos, caracterizado por formação de rótulas plásticas à direita do apoio de continuidade e sob o ponto de aplicação da carga acompanhado de esmagamento na alma e no banzo superior. A carga para a qual esta ocorre é de 694,00 kN no modelo numérico e 753,00 kN para o experimental. A Figura 5-15 e Figura 5-16 apresentam o comportamento descrito anteriormente.

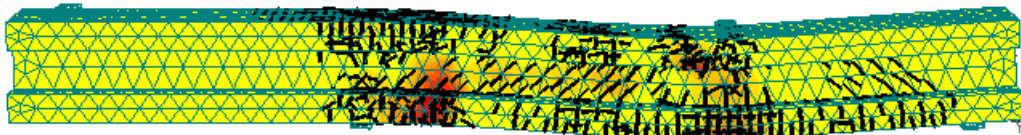


Figura 5-15: Modo de rotura alcançado no modelo numérico, para a viga V2ref

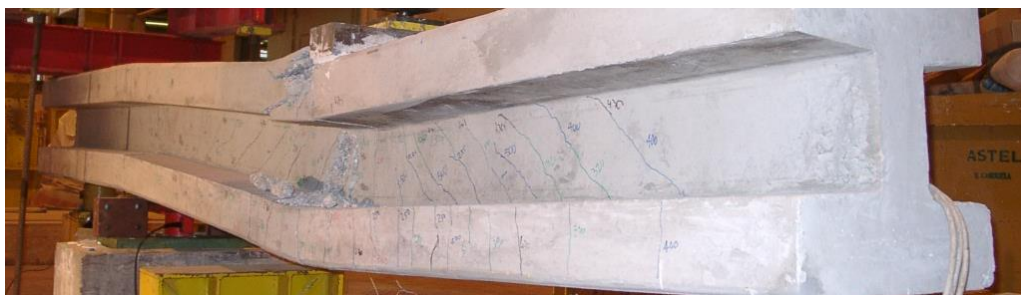


Figura 5-16: Modo de rotura alcançado no modelo experimental, para a viga V2ref

Ao longo da análise numérica, surgem várias microfissuras no bazo superior do vão menor (entre o apoio de continuidade e o apoio simples), no entanto após a formação das rótulas plásticas, o referido bazo deixa de estar permanentemente a tracção pelo que as referidas microfendas deixam de ser visíveis.

#### 5.4. Viga V2p

Dado início a análise numérica, o desenvolvimento de fendas nesta viga, inicia-se para cargas de 204,00 kN e 231,00 kN, para fendas próximas ao apoio de continuidade e sob o ponto de aplicação da carga respectivamente. Por sua vez no ensaio experimental, como descrito no capítulo 3, ocorre inicialmente fenda de flexão próxima a zona de momentos positivos máximos para uma carga de 150,00 kN e com o decorrer da análise fendas próximas ao apoio de continuidade para uma carga de 230,00 kN de intensidade. Entretanto, antes da ocorrência desta fenda, e para um carregamento de 150 kN ocorre fendas próximas a junta A (no bazo superior da mesma), que evolui verticalmente em direcção a alma da viga, atingindo mesmo o bazo inferior para uma carga de 290,00 kN. Ora este comportamento não é evidenciado no modelo numérico, onde na zona próxima ao apoio de continuidade as fendas no bazo superior desenvolvem-se normalmente naquela zona (junta A incluído), e após atingir a alma, direccionam-se para o apoio. Em ambos os casos a ocorrência inicial de fendas provoca uma quebra da rigidez da viga, como pode-se verificar na Figura 5-17.

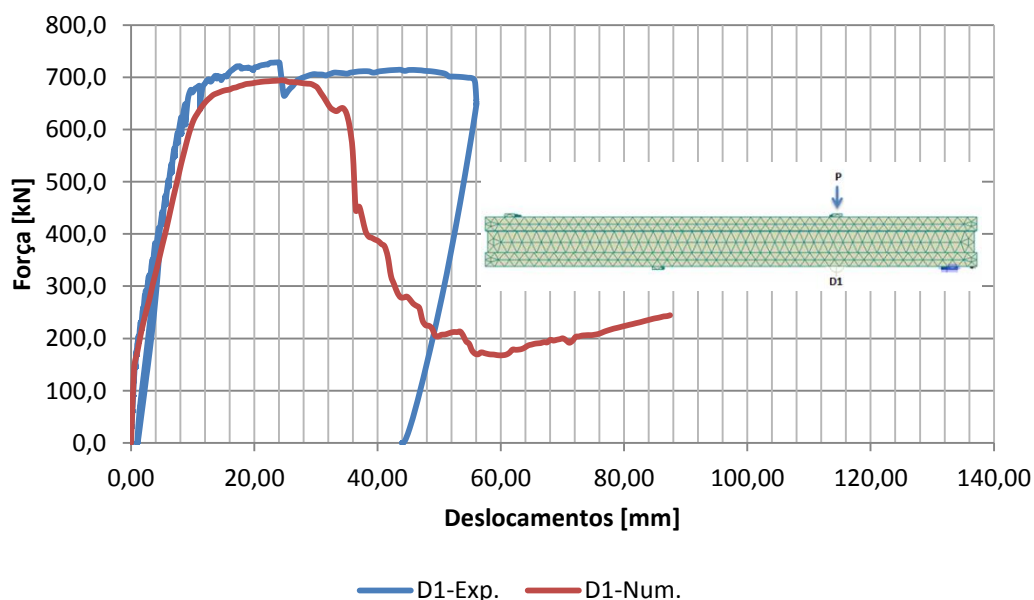


Figura 5-17: Diagrama de Força-deformação (D1) nos modelos numérico e experimental



Com o decorrer do carregamento no modelo numérico e evolução das fendas em direcção a alma, surgem fendas de esforço transverso (para uma força de 254,80 kN) que, originadas inicialmente próximas ao ponto de aplicação do carregamento, tendem a dirigir-se para os apoios, ao mesmo tempo que fendas na zona do apoio de continuidade evoluem descendentemente na alma, atingindo mesmo o banzo inferior para uma carga de 304,00 kN. A carga para a qual a fenda de esforço cortante atravessa as juntas de interface é de 327,20 kN para a Junta B e 352,00 kN para Junta A. Entretanto verifica-se de forma semelhante ao sucedido para a viga V1p, que na junta A, a fenda apenas atravessa a junta pelo banzo inferior fortemente comprimido, apresentando assim dificuldades em atravessar a alma da viga naquela zona, como se pode ver na Figura 5-18. Este acontecimento foi também verificado nos ensaios experimentais, onde como mostra a Figura 5-19 o campo de compressões não consegue ultrapassar a junta A. Este comportamento denota a ocorrência de escorregamento na alma da viga, ainda que não sendo visível nesta fase de ensaio.

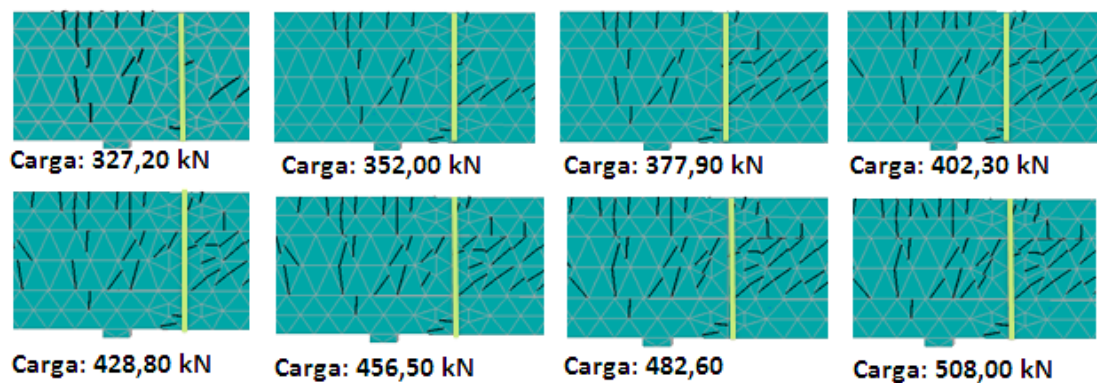


Figura 5-18: Evolução das fendas na zona próxima a Junta A, no modelo numérico



Figura 5-19: a) Campo de compressões próximo a Junta A no modelo experimental (imagem à esquerda) e b) influência do apoio no modo de rotura (imagem à direita), fotos gentilmente cedidas pelo professor Eduardo Cavaco

Ainda relativamente a fendas de esforço transversal mas na junta B, verifica-se que no modelo numérico, estas atravessam a junta normalmente como se de viga monolítica se tratasse, como se pode ver na Figura 5-20.

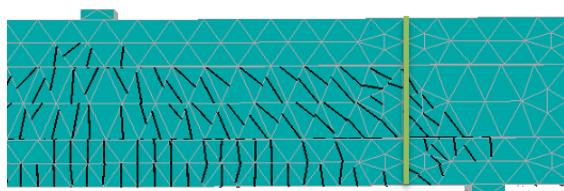


Figura 5-20: Evolução das fendas na zona próxima à Junta B

Relativamente às extensões monitoradas nos extensómetros colocados ao longo da viga, verifica-se como esperado que a maioria das armaduras longitudinais monitoradas entram em cedência, constatando-se ainda que o extensómetro L5 colocado em armadura situada no banzo superior na junta A é o primeiro a exibir cedência para uma carga de 378,00 kN como pode ser visto na Figura 5-21.

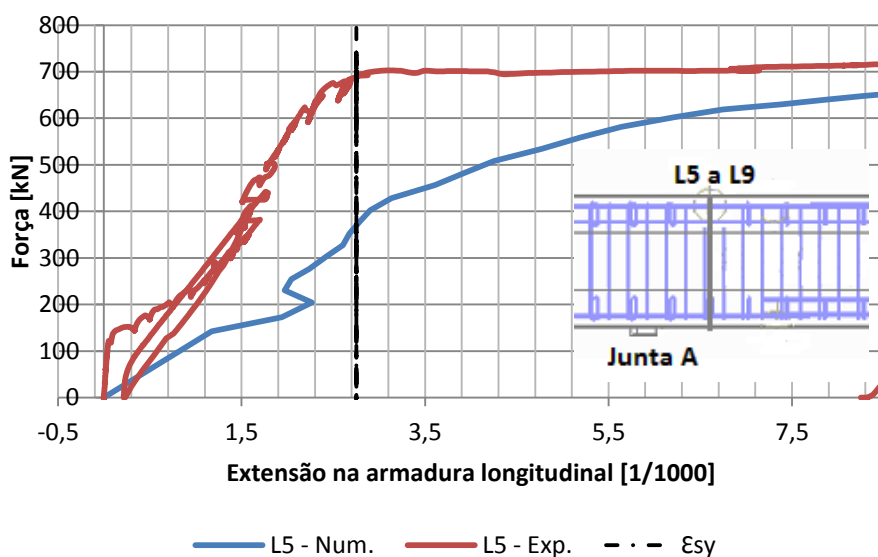


Figura 5-21: Extensões monitoradas em armadura longitudinal pelo extensómetro L5

Apesar de não se aproximar muito, inicialmente do comportamento de extensões exibido pelo mesmo extensómetro colocado na viga ensaiada experimentalmente, este comportamento parece comprovar o comprometimento desta junta face a degradação da resistência a tracção e ainda que não tendo sido observado visualmente, parece ter ocorrido fenda nesta secção para uma carga próxima dos 150,00 kN como relatado nos ensaios experimentais. Verifica-se ainda de uma forma geral, uma melhor aproximação as extensões nas armaduras longitudinais como pode ser visto na Figura 5-22.

Quanto às extensões monitoradas nos estribos, constatou-se a cedência apenas da armadura monitorada pelo extensômetro E7, próximo a junta A que terá certamente sido influenciado pelo comportamento da junta. O comportamento deste extensômetro é apresentado na Figura 5-23, sendo que os restantes gráficos relativos a extensões nesta viga poderão ser consultados no Apêndice A (secção A.4).

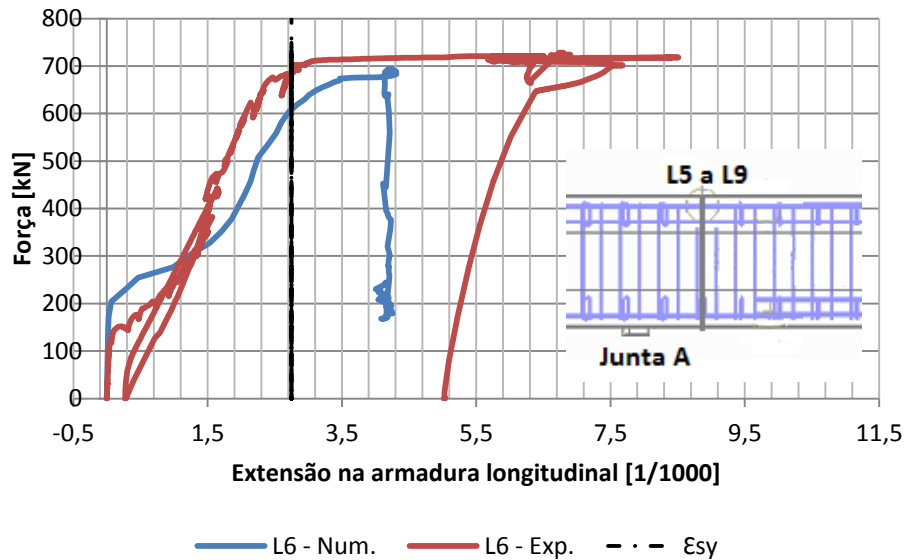


Figura 5-22: Extensão monitorada armadura longitudinal pelo extensômetro L6

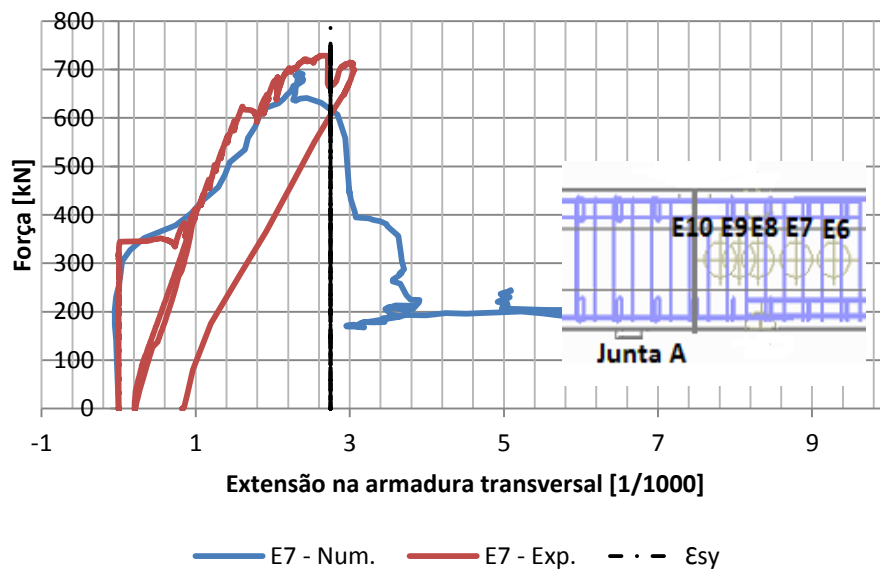


Figura 5-23: Extensão monitorada no estribo pelo extensômetro E7

Analisando agora a rotura da viga (modelo numérico), verifica-se que esta dá-se por formação de uma rótula plástica no ponto de aplicação do carregamento, de forma semelhante o sucedido na viga

monolítica. No entanto esta é ainda caracterizada por um deslizamento na alma da interface A, em que a parte inferior do banzo sofre uma rotura que forma uma superfície inclinada entre a face superior do banzo inferior e o apoio de continuidade, como se pode ver na Figura 5-24. Repare que este efeito foi explicado anteriormente e deve-se a menor resistência que o betão apresenta na situação de juntas de interface, o que faz com que campos de compressões se dirijam para o banzo inferior (zona fortemente comprimida), uma vez que a alma se encontra fendilhada. Analisando a Figura 5-26, verifica-se que o banzo superior na zona da junta A parece não estar fendilhado, sendo que a junta apresenta fendas apenas na alma, contrariamente ao sucedido no ensaio experimental, onde ocorre claramente um escorregamento no banzo superior e na alma na referida junta, como se indica na Figura 5-25. Repare entretanto na Figura 5-19 b) relativo ao ensaio experimental, que o modo de rotura no banzo fortemente comprimido foi condicionado pelo apoio adoptado em laboratório.

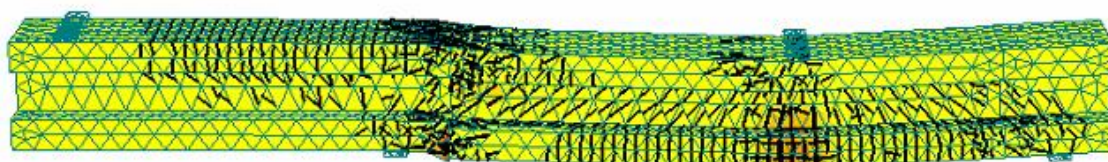


Figura 5-24: Modo de rotura global da viga V2p no modelo numérico



Figura 5-25: Modo de rotura global da viga V2p no modelo experimental, foto gentilmente cedida pelo professor Eduardo Cavaco

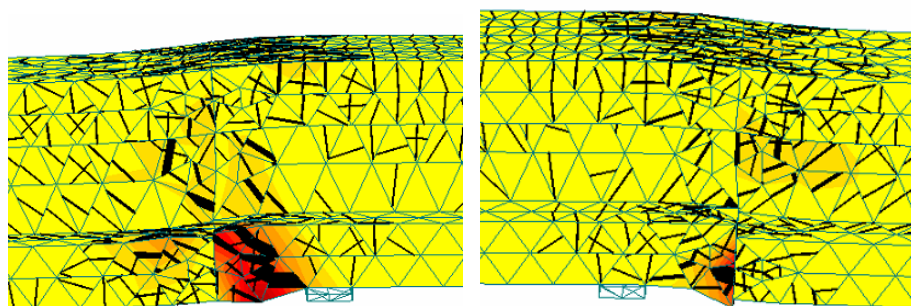


Figura 5-26: Pormenor de rotura da junta A, vista frontal (à direita) e inversa (à esquerda)

Na junta B ocorre um pequeno escorregamento, como se pode ver na Figura 5-27, apesar de não ocorrer o “lascamento” do betão uma vez que o apoio permite a rotação.

A carga para a qual a viga entra em rotura, é de 694,00 kN para o modelo numérico face aos 700,00 kN apresentados no ensaio experimental.

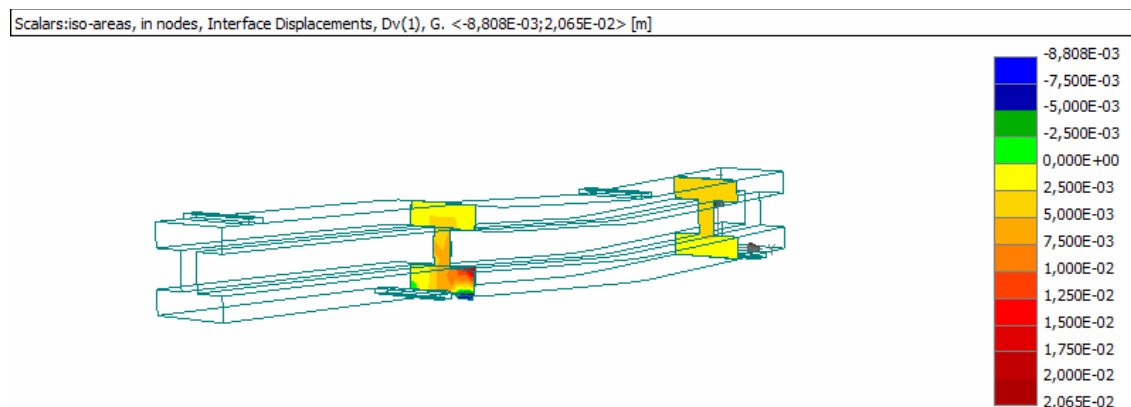


Figura 5-27: Deslocamentos plásticos nas interfaces da viga V2p

## 5.5. Viga V1

Antes de se proceder à descrição e análise dos resultados desta viga, faz-se notar algumas diferenças entre o modelo numérico e experimental. No modelo experimental desta viga, foi utilizado como já referido no capítulo 3, colas estruturais Sikalatex e Icosit K101 nas juntas de forma a aferir as suas influências no comportamento estrutural das vigas; tendo-se chegado a conclusão que estas não influenciavam o comportamento das juntas.

Ora tendo-se chegado a esta conclusão nos resultados experimentais, na modelação numérica a aplicação destes materiais nas juntas de interface foi descorada visto não terem influência no comportamento das juntas e ser necessário conhecer características mecânicas como a resistência à tracção, rigidez normal e tangencial da junta, que não se conhecia visto não se ter procedido a ensaios para a obtenção destes parâmetros na fase experimental. Assim as juntas foram modeladas como todas as outras juntas estudadas até ao momento.

Os resultados numéricos obtidos indicam que as primeiras fendas nesta viga foram de flexão, e ocorreram na zona central e próximo as juntas J2 e J3, de forma semelhante ao sucedido no modelo experimental, mas para uma carga de 239,00 kN. Estas fendas são devidas ao efeito de momento flector e, como descreveu Pacheco [27] na segunda fase de ensaios experimentais, estas fendas desenvolvem-se no sentido da alma da viga, e após alcançarem o meio da alma inclinam-se em direcção ao ponto de aplicação do carregamento. O facto de as fendas surgirem próximas as juntas e não sob o ponto de aplicação da carga denota, como referiu Cavaco [26], que estas provocam a



diminuição da resistência à tracção naquela secção de betão, uma vez que era plausível que estas surgissem primeiro na zona do momento máximo.

Quanto as fendas inclinadas, no modelo numérico, estas surgem na viga quando esta encontra-se sujeita a uma carga de 329,00 kN e apresentando uma inclinação entre  $41^\circ$  e  $54^\circ$ , valor próximos ao obtido nos ensaios experimentais que foi entre  $42^\circ$  e  $58^\circ$ . Faz-se notar que em ambos os casos as fendas atravessam as juntas de interface existentes normalmente, como se de uma viga monolítica se tratasse. No entanto, no modelo numérico, verifica-se visual e graficamente que ocorre deslizamento nas duas juntas extremas (J1 e J4), sujeitas a um valor maior de esforço transversal e na junta J3 sujeita a menor esforço transversal mas combinado com maior momento flector. Este comportamento pode ser verificado gráfica e visualmente através da Figura 5-28 e da Figura 5-29 indicadas a seguir.

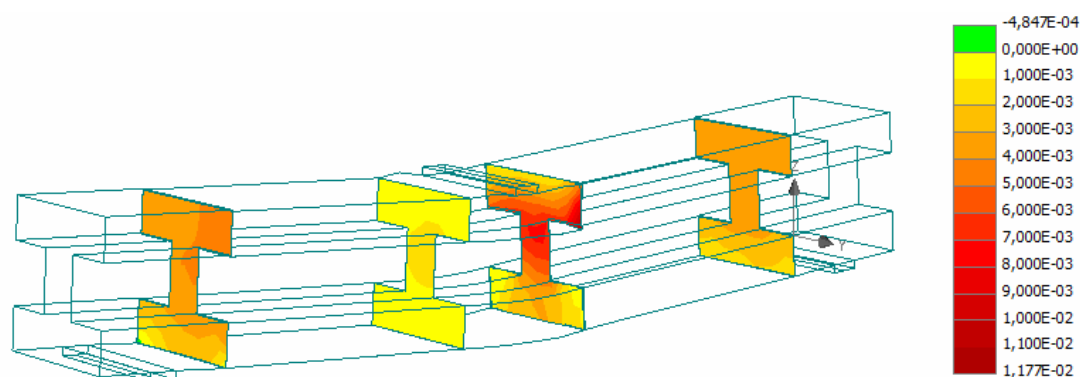


Figura 5-28: Deslizamento ocorrido nas juntas de interface

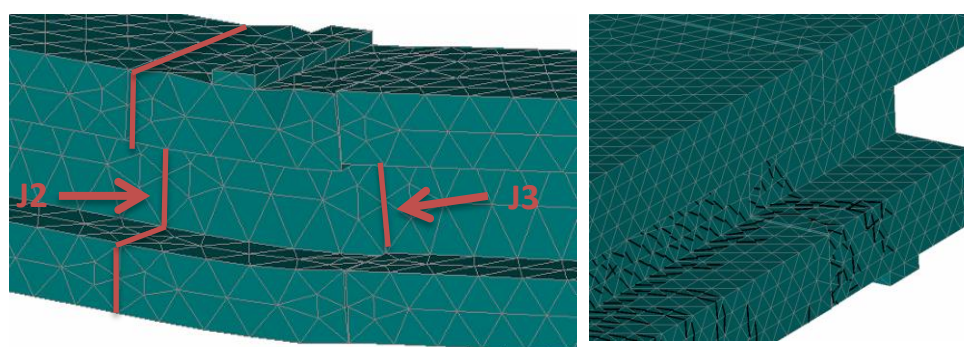


Figura 5-29: Comportamento das juntas J2, J3 (figura à esquerda) e J4 (figura à direita)

Este fenómeno é também descrito no ensaio experimental, onde é relatado indícios escorregamento na junta J2, sendo visível na alma da viga, onde se apercebe que este fenómeno altera a direcção da fenda como se mostrou na Figura 3-21 (Página 43). Repare que se tratando de um modelo numérico

é espectável que juntas sujeitas a esforços semelhantes, tenham comportamentos (deslizamento) semelhantes. A ocorrência de deslizamento nas juntas de extremidades no modelo numérico pode querer indicar uma influência maior do esforço transversal face ao momento flector na viga.

Este comportamento pode dever-se ao facto de se ter adoptado para as juntas uma resistência a tracção de 50% da menor resistência a tracção dos betões utilizados. Este critério teve como base o aconselhado por Cervenka [35], para casos em que não se conhece o valor real do parâmetro. No entanto, face ao sucedido, o valor adoptado pode ter sido inferior ao real, prejudicando assim o comportamento das juntas.

Analisando o sucedido nas armaduras ao longo do ensaio, verifica-se que exceptuando os extensómetros E4, E5 e E9, nenhuma outra armadura transversal entrou em cedência durante a análise numérica. Este comportamento é aliás muito semelhante ao sucedido no modelo experimental onde os extensómetros E5 e E9 são os únicos a apresentar cedência dos estribos monitorados. Verifica-se que estes extensómetros encontram-se colocados em armaduras próximos as juntas centrais, pelo que poderão ter sido influenciados pelo deslizamento ocorrido naquelas juntas. Indica-se na Figura 5-30 e Figura 5-31 as extensões obtidas nos extensómetros colocados nas armaduras próximas as junta centrais.

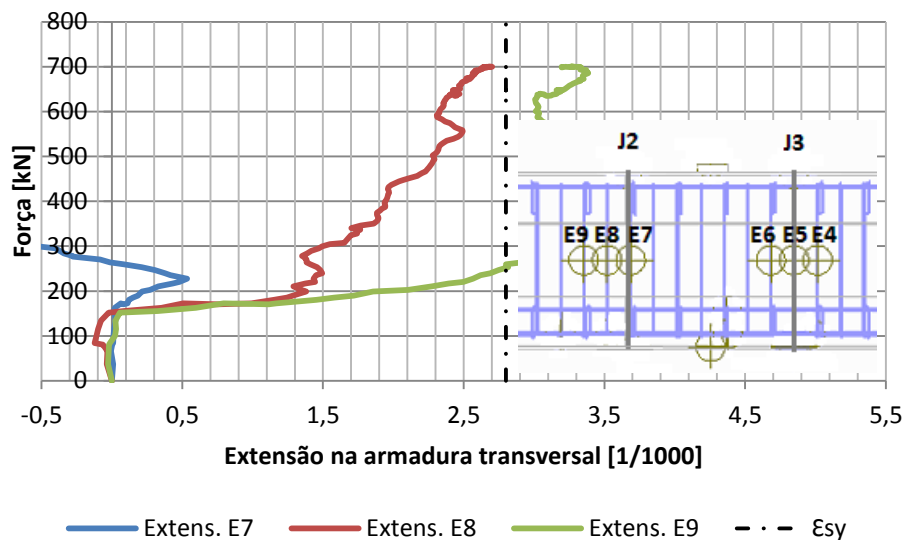


Figura 5-30: Extensões monitoradas pelos extensómetros E7, E8 e E9 no ensaio numérico

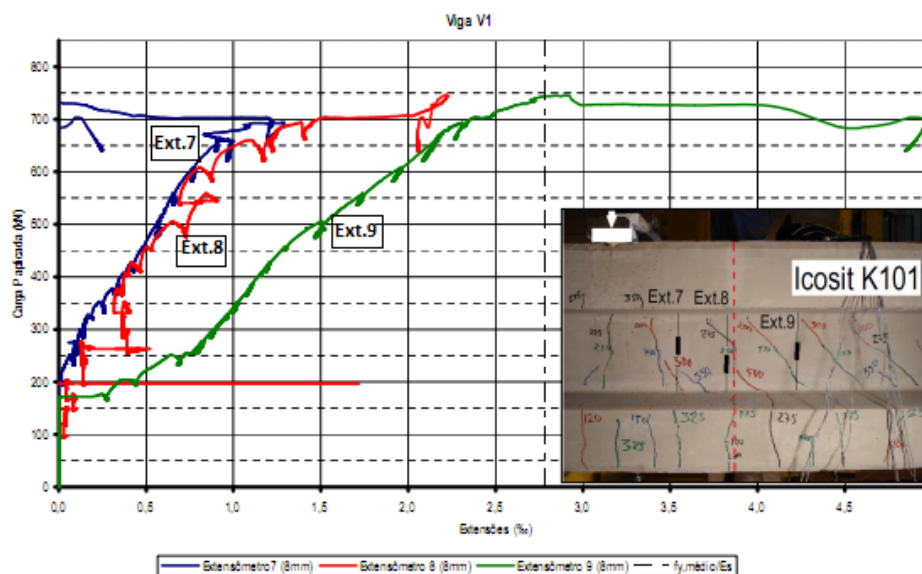


Figura 5-31: Extensões monitoradas pelos extensômetros E7, E8 e E9, no ensaio experimental, extraído de Pacheco [27]

Por outro lado, os extensômetros colocados nas armaduras de flexão traccionadas mostram que estas entram em cedência para uma carga de 647,00 kN, como se pode verificar no gráfico (E19) indicado na Figura 5-32.

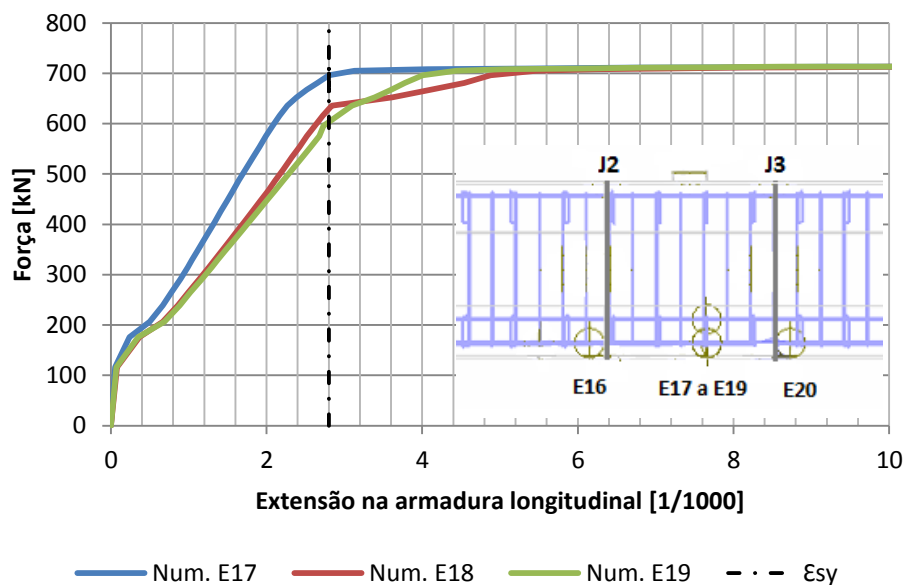


Figura 5-32: Extensões obtidas nos extensômetros (E17 a E19) no modelo numérico



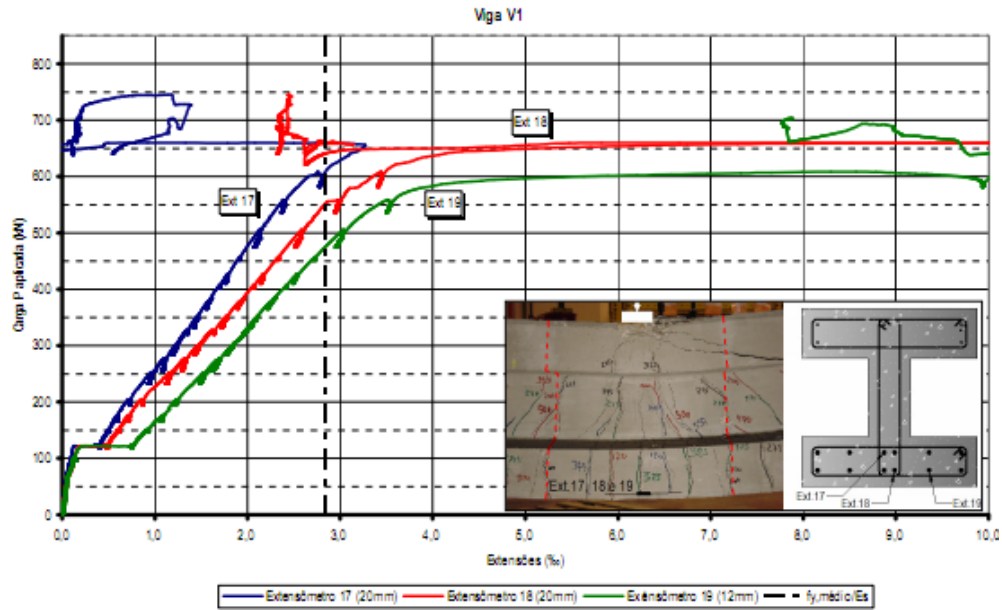


Figura 5-33: Extensões obtidas nos extensômetros (E17 a E19) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

A rotura da viga nos dois modelos é caracterizada por formação de rótula plástica na zona de momentos máximos, sendo que no modelo numérico este é acompanhado pelo deslizamento nas juntas, como mencionado anteriormente. A força para o qual entra em rotura é muito próxima nos dois modelos, correspondendo a 714,00 kN e 725,00 kN para modelos numérico e experimental, respectivamente.

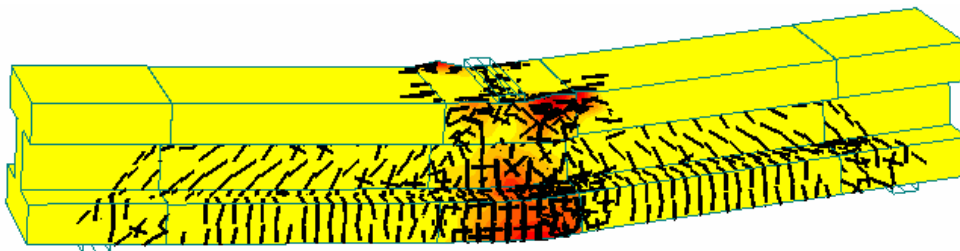


Figura 5-34: Modo de rotura da viga V1, no modelo numérico

A viga entra em rotura para uma carga de 714,00 kN, correspondendo a um deslocamento imposto de 19,70 mm. Após entrar em rotura, a carga diminui à medida que o deslocamento aumenta, até um valor de 665,00 kN e 90,19 mm. Este comportamento pode ser verificado na Figura 5-35.

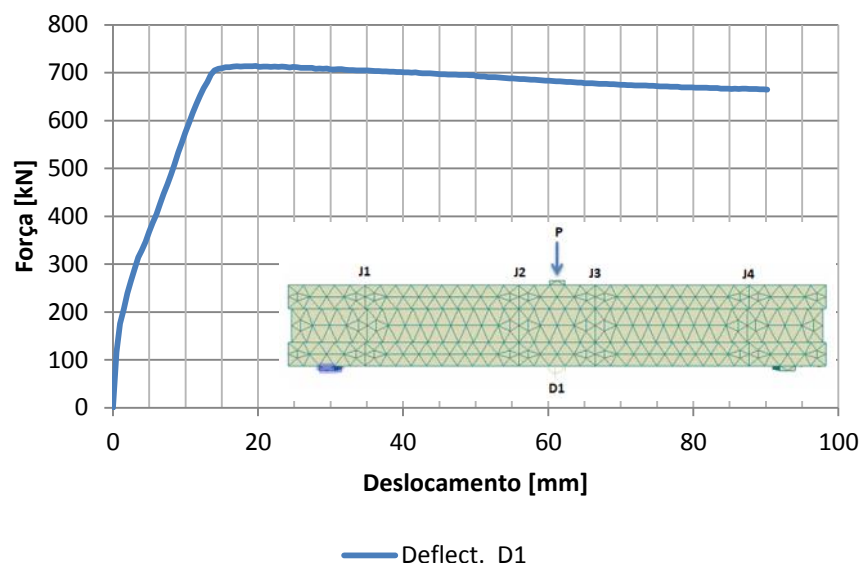


Figura 5-35: Diagrama Força – Deformação (D1) na viga V1, modelo numérico

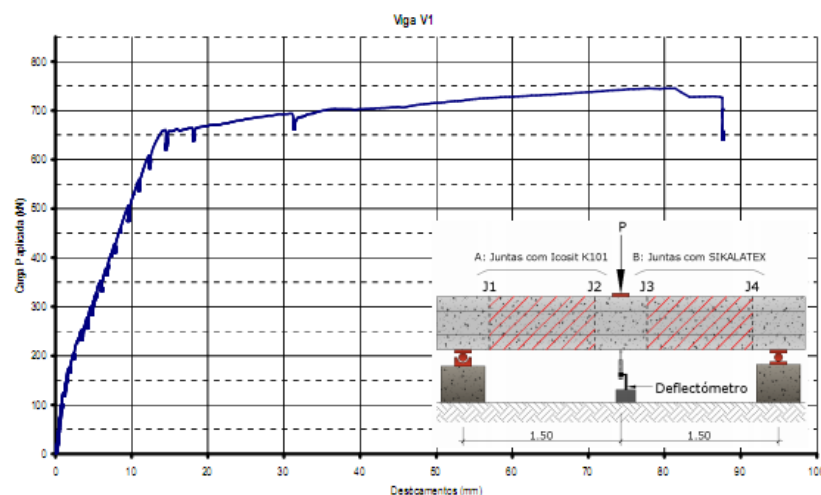


Figura 5-36: Diagrama Força – Deformação (D1) na viga V1 no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

## 5.6. Viga V2

Relativamente ao modelo numérico, verifica-se um comportamento semelhante à anterior (V1), com as primeiras fendas (verticais) a surgirem próximas as juntas J2 e J3, para uma força de 206,00 kN seguindo do banzo inferior para a alma. Este comportamento é semelhante ao sucedido nos ensaios experimentais, onde no entanto a ocorrência das referidas fendas nas juntas indicadas ocorre para uma carga de 100,00 kN. A evolução da análise numérica mostra que fendas próximas ao ponto de aplicação da carga ocorrem para uma força de intensidade 234,00 kN, quando nos ensaios experimentais esta surge quando está a ser aplicado uma força de 150,00 kN pelo êmbolo. Repare que os valores obtidos numericamente são quase o dobro dos obtidos experimentalmente. Este acontecimento poderá ser explicado pelo incremento dos deslocamentos aplicados à viga. Tendo sido

a viga a apresentar menor deformação durante os ensaios experimentais, a utilização do mesmo valor de incremento que as restantes vigas poderá ter influenciado o valor da abertura da fenda, uma vez que para esta força, visualmente a fenda já se encontrava próxima da face superior do banzo inferior.

Com a abertura das primeiras fissuras (microfissuras), a rigidez da viga deteora, como se pode ver na Figura 5-37 e surgem fendas de espessuras mais significativas no banzo inferior, seguidas do surgimento das fendas de esforço transversal na alma da viga (próximas as juntas J2 e J3) que se propagam com uma inclinação entre  $36^\circ$  e  $39^\circ$  para os apoios. A Figura B.2. 13 do Apêndice B (secção B.2) apresenta a evolução das fendas descritas anteriormente.

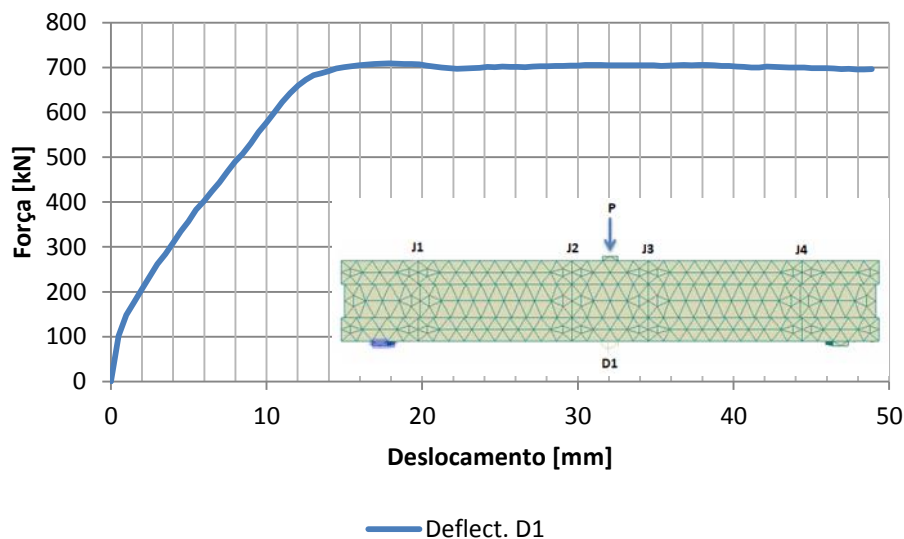


Figura 5-37: Diagrama de Carga – Deformação (D1) da viga V2 (modelo numérico)

Constata-se que este comportamento é muito semelhante ao sucedido nos ensaios experimentais, onde se observou que a viga apresentou comportamentos diferentes nos dois trechos (com e sem armadura de alma). Onde para a pormenorização A (com armadura de alma), o ângulo que as fendas fazem com a horizontal é aproximadamente  $40^\circ$  para fendas na alma e  $52^\circ$  próximo ao ponto de aplicação do carregamento. Relativamente a pormenorização B (sem armadura de alma), este valor foi de  $32^\circ$  e  $58^\circ$  para fendas desenvolvidas na alma e próximo ao ponto de carregamento, respectivamente.

Comparando as extensões monitoradas nas armaduras de flexão e esforço transversal nos dois modelos, verifica-se que o comportamento delineado no modelo numérico aproxima-se de uma forma geral do obtido no ensaio experimental. A Figura 5-38 e a Figura 5-39 apresentam as extensões obtidas no modelo numérico e experimental respectivamente, nas armaduras de flexão. Nestas é possível ver que a armadura cujo extensómetro Num.E18 se encontra colocado, entra em cedência para uma carga de 660,00 kN enquanto o gráfico representativo das extensões nos ensaios

experimentais mostram que a armadura onde se encontra o extensômetro Ext.19 foi a primeira a entrar em cedência para uma carga de 465,00 kN.

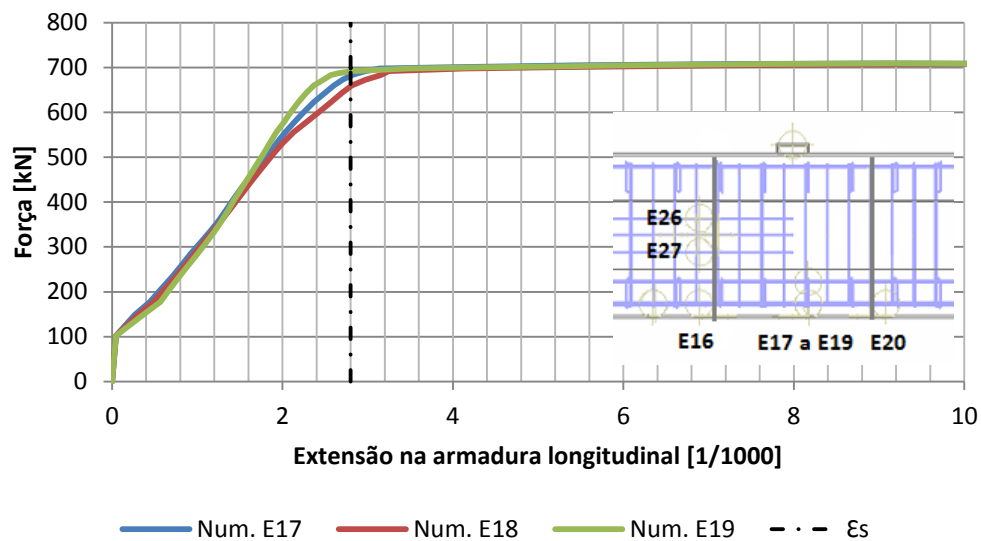


Figura 5-38: Extensões nas armaduras longitudinais, monitoradas no modelo numérico da viga V2

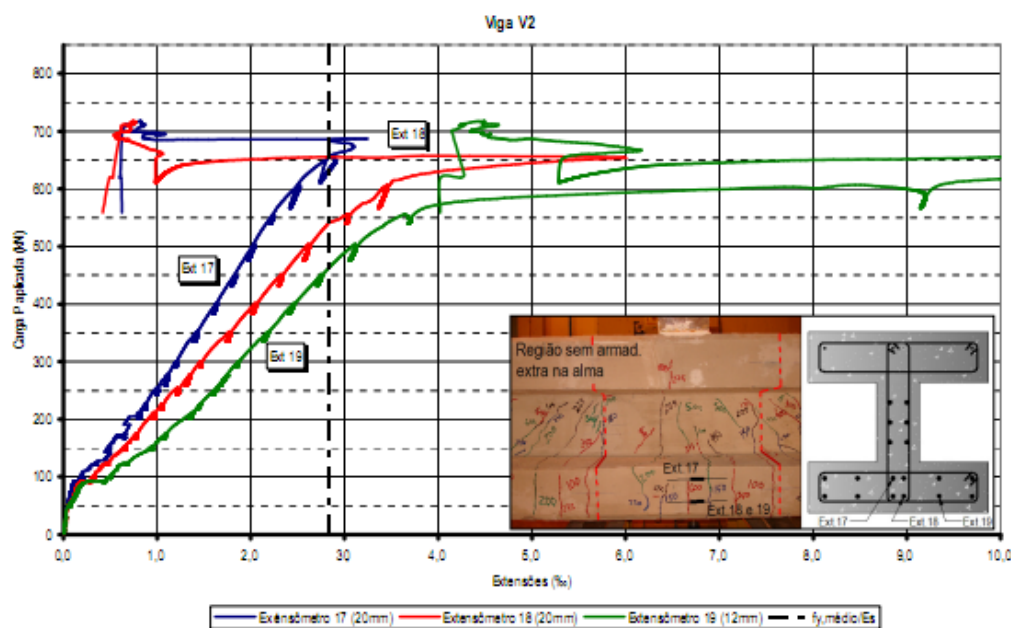


Figura 5-39: Extensões nas armaduras longitudinais, monitoradas no ensaio experimental da viga V2 (extraído de Pacheco [27])

Relativamente às armaduras de esforço transversal, verifica-se que de uma forma geral, as armaduras situadas próximas as juntas sujeitas a maiores esforços de corte entram em cedência. Este comportamento é comum aos dois modelos e pode ser observado através da Figura 5-40 e da Figura 5-41.

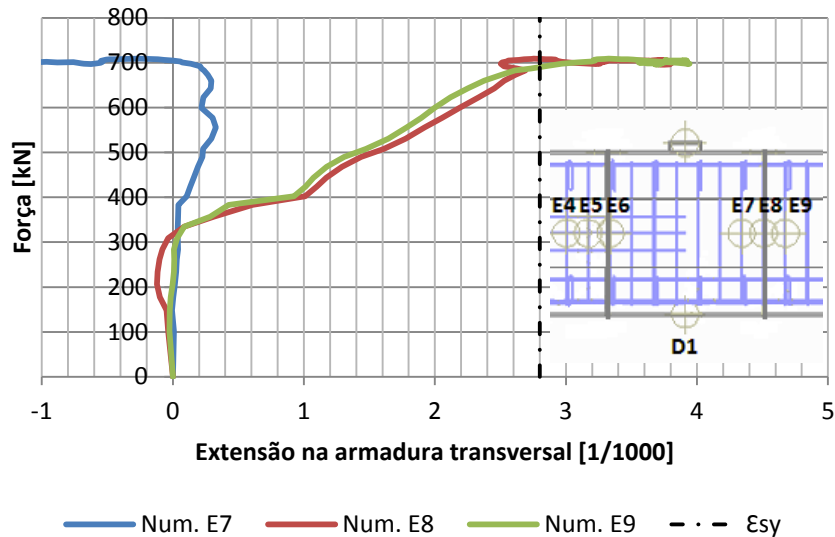


Figura 5-40: Extensões monitoradas em estribos próximos à junta J2, no modelo numérico da viga V2

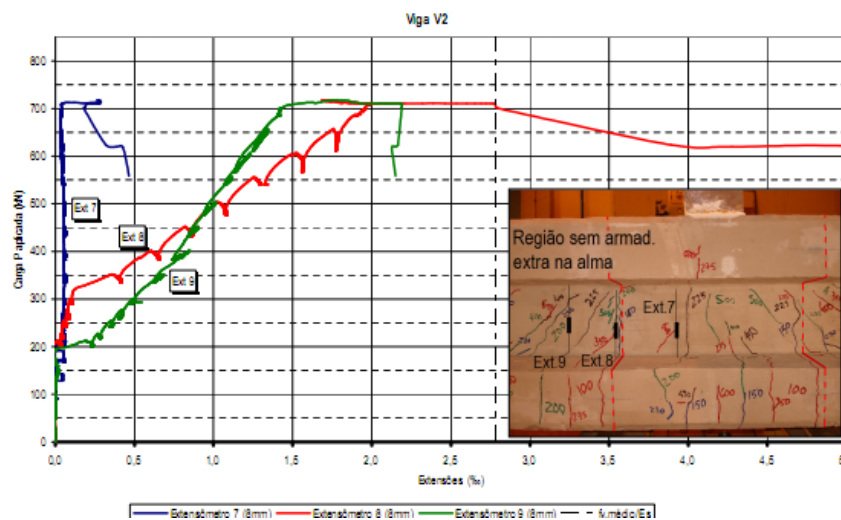


Figura 5-41: Extensões monitoradas em estribos próximos à junta J2, no modelo experimental da viga V2 (extraído de Pacheco [27])

Nesta viga ocorre igualmente deslizamento nas duas juntas (J1 e J4), no entanto verifica-se que na junta J1, o deslizamento é inferior ao ocorrido na junta J4. Este comportamento é explicado pela introdução de armaduras que atravessam as juntas J1 e J2 (pormenorização A). A introdução destas armaduras, proporciona um aumento de resistência ao esforço transversal na junta, por efeito do ferrolho, aumentando igualmente a parcela correspondente ao atrito. Esta constatação pode ser verificada analisando a terceira parcela da equação (2.3), na qual o aumento da percentagem da armadura ( $\rho$ ) corresponderá consequentemente ao aumento da tensão tangencial resistente da junta. A Figura 5-42 apresenta o comportamento de um ponto situado na interface. Foi feito monitoramento do ponto com este pertencendo à parte da viga betonada na primeira fase e monitoramento para o

mesmo ponto, mas pertencendo à peça (parte da viga) betonada em segunda fase. A melhoria obtida é clara quando comparadas as duas juntas sujeitas a maior esforço de corte, na viga V1 e na viga V2.

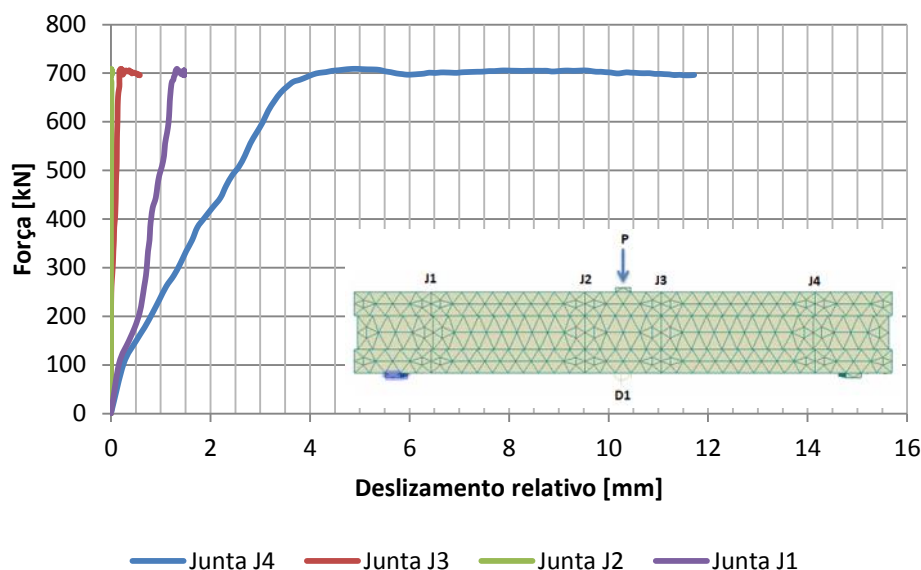


Figura 5-42: Comportamento das juntas de interface na viga V2

Por fim, quanto à rotura da viga, verifica-se que esta se dá por formação de rótulas plásticas na zona de momentos máximos. Esta é caracterizada ainda pelo esmagamento do banzo superior da viga, originada pela compressão sofrida pelo banzo durante o processo de experimentação. Este comportamento é relativo ao modelo numérico e experimental e pode ser visto na Figura 5-43. De forma algo interessante, para esta viga, a força de rotura no modelo numérico toma um valor quase igual ao apresentado pelo experimental, respectivamente 709,00 kN e 710,00 kN.

Note-se ainda, que a rótula plástica ocorre do lado oposto ao da colocação da armadura de alma. O que mostra que esta tem influência na sua formação.

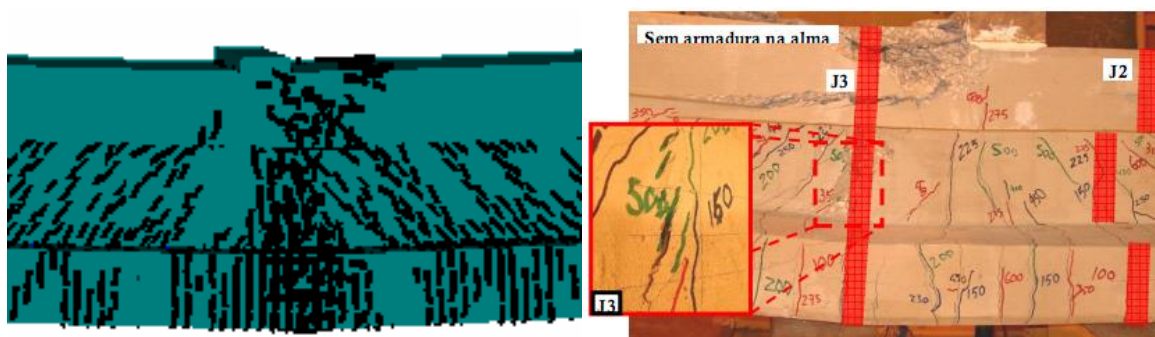


Figura 5-43: Modo de rotura da viga V2, modelo numérico (à esquerda) e experimental (à direita)



Figura 5-44: Modo de rotura da viga V2, modelo numérico

### 5.7. Viga V3

Esta viga apresenta-se diferente de todas as outras pela adopção de juntas inclinadas que perfazem  $45^\circ$  com a horizontal, como se informou no capítulo 3. A insistência em relembrar este pormenor deve-se ao facto deste poder ter alguma influência no comportamento da viga em causa.

Assim, analisando o sucedido nos dois modelos verifica-se um comportamento distinto desde o início. Logo à partida, verifica-se que a primeira fenda a surgir após o início do carregamento é devido a esforços diferentes. Nos ensaios experimentais as primeiras fendas visualizadas foram de flexão e surgiram próximas as juntas J2 e J3 para uma carga de 100,00 kN como já mencionado no capítulo 3 desta dissertação. No entanto, no modelo numérico, a primeira fenda a surgir foi de esforço transversal e faz-se notar próximo e perpendicularmente à junta J2, contrariando assim a tendência natural de que ocorresse sob o ponto de aplicação da carga e por flexão. Esta fenda ocorre para um carregamento de 271,00 kN e com o aumento dos incrementos de carga desenvolve-se, atravessando as juntas normalmente, dirigindo-se para o apoio.

A fenda de flexão a meio vão acaba por ocorrer para uma carga de 347,00 kN no modelo numérico enquanto no modelo experimental, tal ocorre para uma carga de 150,00 kN. A diferença entre as forças para qual ocorrem as fendas nos dois modelos, poderá estar no facto das juntas serem inclinadas, fazendo com que em termos numéricos o problema passe a ser altamente não linear. Para resolver este problema, decidiu-se optar pelo uso de elementos finitos de dimensão reduzida, aliás como anteriormente descrito no ponto (4.6.5). Não se conseguiu no entanto com este refinamento a malha melhorar os resultados.

Observe também na Figura 5-45 o gráfico relativo aos critérios de convergência, onde se pode verificar que existiu alguma dificuldade em convergir. Os critérios de convergência dizem respeito a incremento de deformação, a força residual absoluta, a força residual relativa e a energia dissipada. Aos três primeiros é atribuída uma tolerância de 0.01, ao passo que para a energia dissipada é atribuída uma tolerância de 0,001.

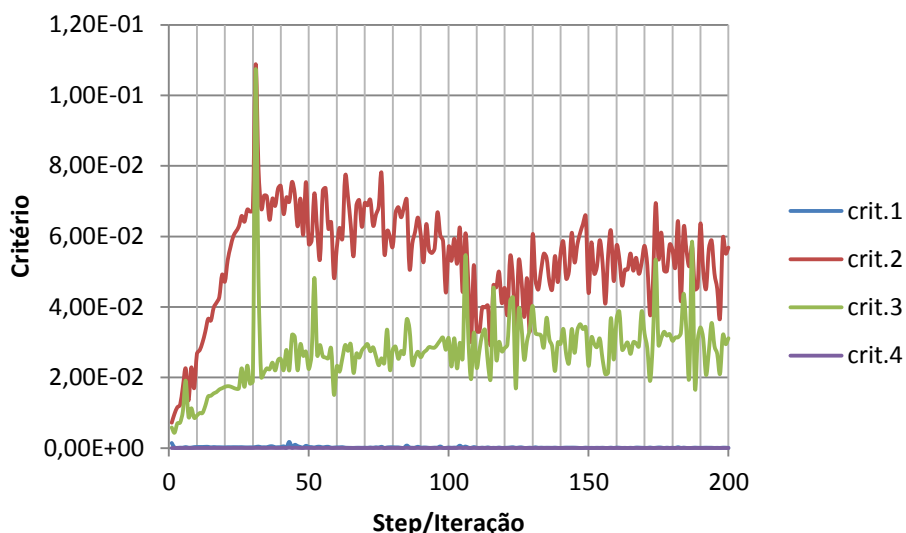


Figura 5-45: Convergência da viga V3

Ainda relativamente ao padrão de fendilhação ocorrido durante o ensaio, quando comparado os dois modelos constata-se no modelo numérico, que no trecho em que as bielas são paralelas a juntas de interfaces, as fendas não se desenvolveram normalmente ao longo da alma como era esperado, apesar de terem atravessado as mesmas sem grandes dificuldades. Este comportamento é visível na Figura 5-48.

Relativamente às extensões observadas nas armaduras monitoradas, observa-se que a diferença entre as intensidades de forças para qual ocorre cedência de armadura de flexão é insignificante, apresentando 548,00 kN e 550,00 kN para modelos numérico e experimental, respectivamente como pode ser visto na Figura 5-46 e na Figura 5-47. No entanto a primeira armadura a entrar em cedência no modelo numérico de acordo com os dados é um estribo (monitorado pelo Ext.E9), sendo que este entra em cedência para uma carga de 485,00 kN como poderá ser observado na Figura B.3. 5 do anexo B (secção B.3). No entanto, repare-se que uma vez mais que o esforço transversal parece condicionar fortemente o comportamento da viga, uma vez que o estribo cede em primeiro lugar.

O Apêndice B (secção B.3) apresenta os resultados de outros pontos de monitoramentos que se julga interessantes.



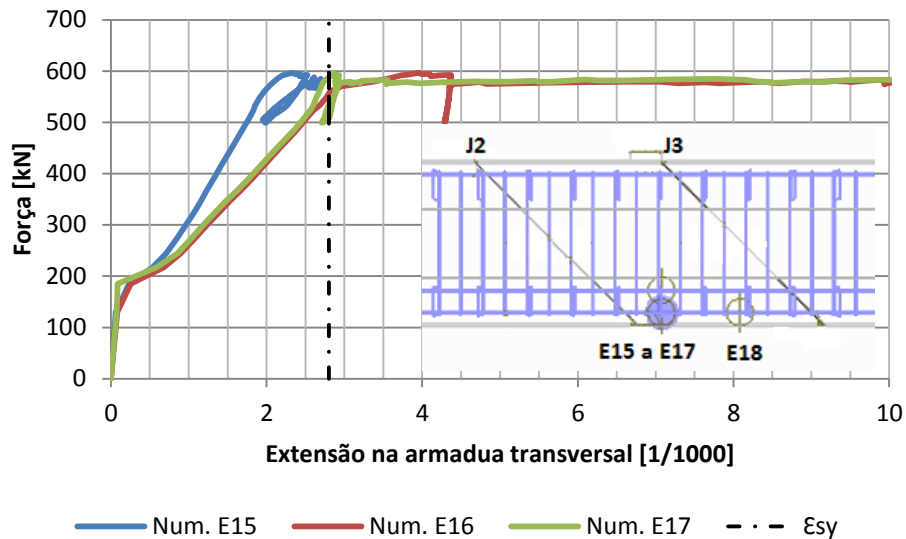


Figura 5-46: Extensões nas armaduras longitudinal, monitorada no modelo numérico da viga V3

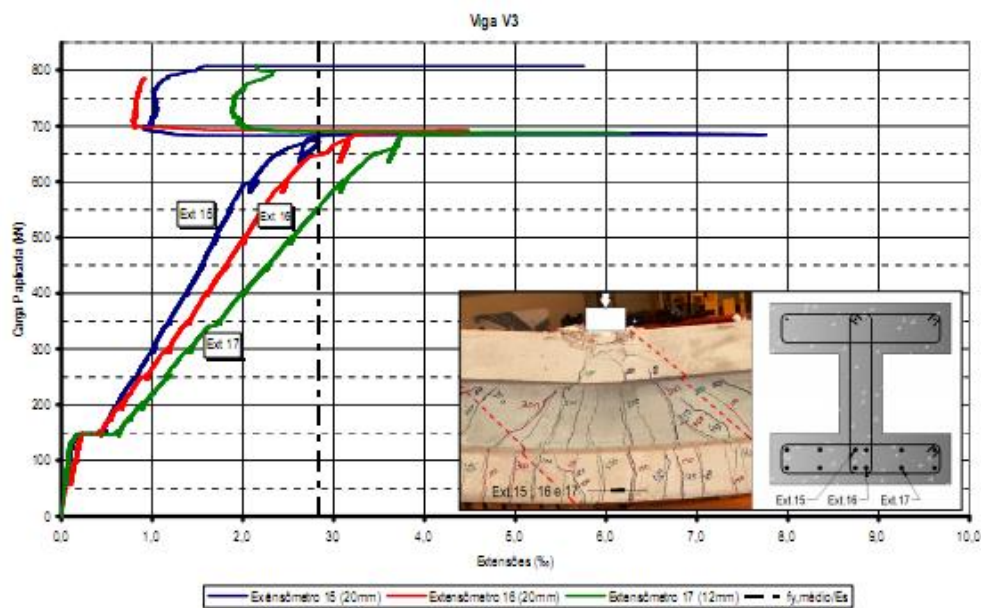


Figura 5-47: Extensões nas armaduras longitudinais, monitoradas no ensaio experimental da viga V3 (extraído de Pacheco [27])

Observa-se ainda que a rotura desta viga é caracterizada tanto no ensaio numérico como no experimental, pela formação de uma rótula plástica na zona de momentos máximos e algum esmagamento no banzo superior da mesma zona. No entanto, a rotura da viga ensaiada experimentalmente assemelha-se ao de uma viga monolítica (apesar de indiciar possíveis escorregamentos nas juntas J1 e J4), enquanto no modelo numérico, além da formação rótula plástica, esta é acompanhada por um deslizamento da alma e do banzo superior da junta J3 como se pode ver na Figura 5-48. A força para a qual ocorre a rotura é de 597,00 kN na numérica e 804,00 kN

na experimental. Repare no entanto, que o facto de ter ocorrido deslizamento da junta J3, com esmagamento no banzo superior provocado pelo embate entre o macro-elemento que deslizou e a chapa metálica na zona da aplicação do carregamento tenha influenciado significativamente a carga de rotura no modelo numérico.

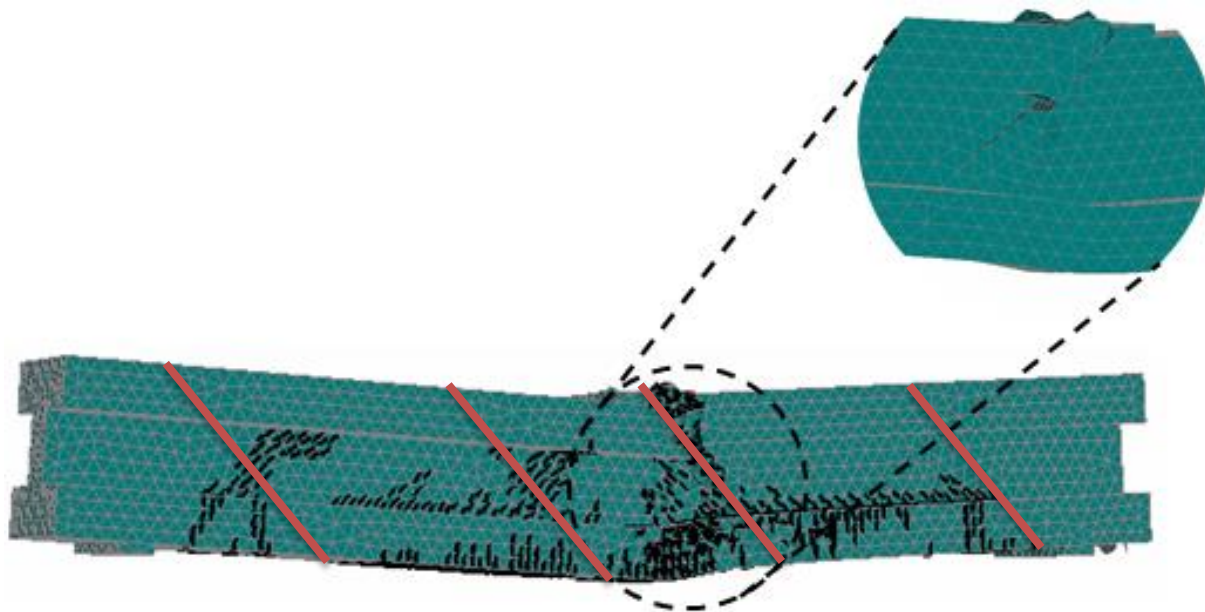


Figura 5-48: Modo de rotura da viga V3



Figura 5-49: Estado final da viga V3 (experimental), extraído de Pacheco [27]

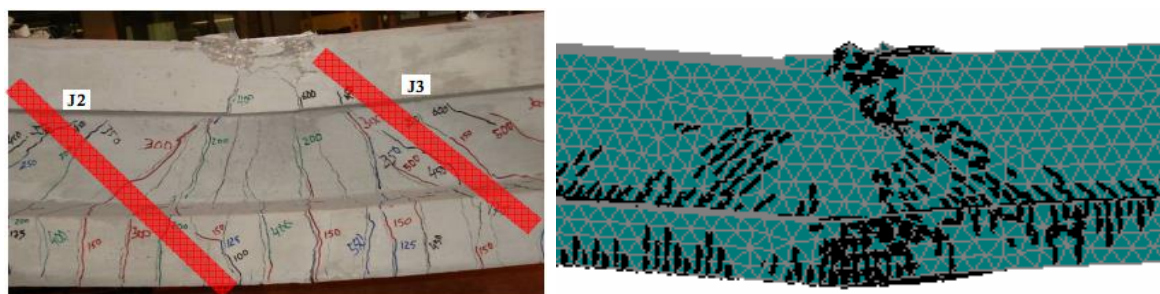


Figura 5-50: Modo de rotura da viga V3, à esquerda (modelo experimental) e à direita (modelo numérico)

### 5.8. Viga V4

Relativamente a esta viga, o comportamento apresentado no ensaio numérico assemelha-se ao apresentado no experimental, com as primeiras fendas de flexão a surgirem próximas as juntas J2 e J3, no banzo inferior da viga, para um carregamento de 197,00 kN enquanto nos ensaios experimentais estas fendas ocorreram para um força de 100,00 kN. Na Figura B.4. 9 do Apêndice B (secção B.4) em que se apresenta a evolução das fendas nos dois modelos, é possível verificar o descrito anteriormente. Com o decorrer do ensaio e degradação da rigidez da viga, a fenda a meio vão ocorre para carregamentos de 219,00 kN e 115,00 kN, para o modelo numérico e experimental respectivamente. Uma vez mais verifica-se uma diferença significativa relativamente a intensidade de carga para o qual ocorrem as fendas.

Por sua vez, as fendas de esforço transversal apresentam valores próximos de inclinação, assim como um espaçamento uniforme entre as mesmas (bielas). No modelo numérico a viga apresentou assim, um ângulo que variou entre 37° ao longo da alma e os 65° próximo ao ponto de aplicação da carga, face a inclinação apresentada no ensaio experimental que varia entre 37° e 57°, para as mesmas zonas respectivamente.

Quanto às extensões monitoradas, os dados mostram que as armaduras de flexão entram em cedência no modelo numérico quando o carregamento é 534,00 kN como já mencionado. Este valor é inferior ao obtido no ensaio experimental, onde a cedência ocorre para uma carga próxima dos 560,00 kN.

Nos ensaios experimentais é descrito por Pacheco [27] o rompimento de armadura traccionada, como se mostra na Figura 3-23. Não sendo possível a observação visual deste fenómeno no modelo numérico uma vez que no ATENA, mesmo depois das aberturas das fendas e desenvolvimento da zona de rotura, o modelo mantém-se contínuo, é possível no entanto graficamente chegar a esta conclusão. Uma vez que analisadas as extensões nos extensómetros Num. E17, Num. E18 e Num. E19 (Figura 5-51) chega-se a conclusão que estes apresentam valores elevados ( $188 \times 10^{-3}$ ) de extensão face as restantes armaduras (inclusivamente as de flexão).

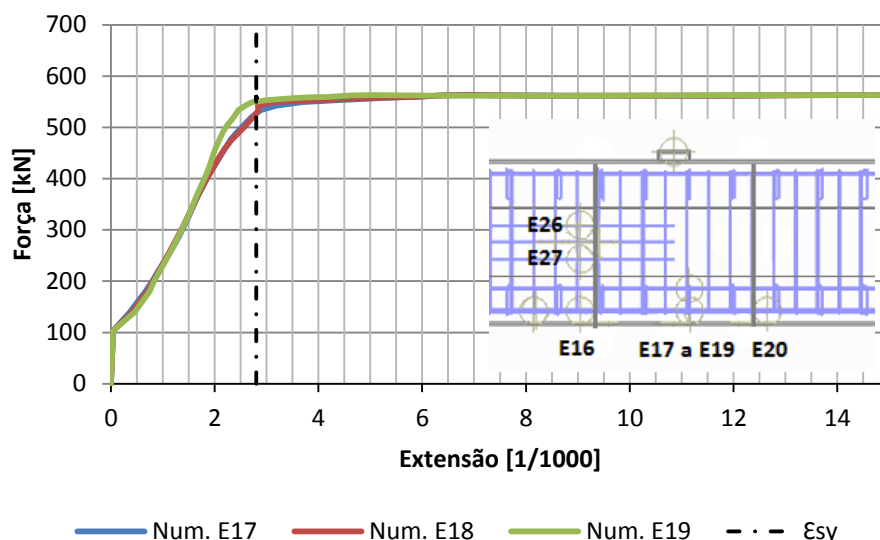


Figura 5-51: Extensão na armadura longitudinal, na viga V4 (numérica)

Relembra-se que a rotura desta viga no ensaio experimental apresenta-se semelhante ao ocorrido com as restantes vigas da segunda fase de ensaios, com a formação de uma rótula plástica a meio vão depois de sucessivas aberturas de fendas na zona mencionada. Ocorre ainda, como mencionado anteriormente o rompimento de parte da armadura a tracção e escorregamento na junta J3, apesar deste escorregamento não ter sido tão perceptível visualmente (ocorre uma formação de superfície de rotura na junta J3 e descasque no banzo inferior no mesmo alinhamento).

No modelo numérico, a rotura assemelhou-se ao ocorrido nos ensaios experimentais, com a formação de rótula plástica na zona do carregamento, acompanhado de deslizamento nas juntas J3 (7,56 mm) e J4 (2,1 mm) como se pode ver na Figura 5-52 e esmagamento no banzo superior.

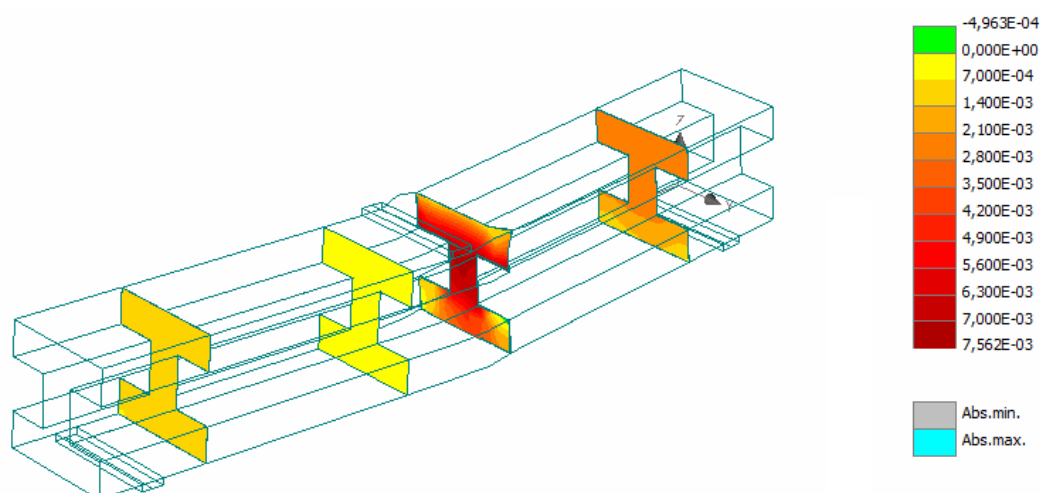


Figura 5-52: Deslocamento plástico nas juntas de interface, Viga V4 (numérico)

No entanto, na junta J2 não ocorre qualquer deslizamento e a junta J1 apresenta um pequeno deslizamento quando comparado com a sua simétrica J4; o que mostra a influência da armadura de alma na resistência ao deslizamento. Repare ainda na Figura B.4. 13 do Apêndice B (secção B.4) que a junta J3 apresenta um máximo absoluto no banzo inferior, significando assim, que naquela zona, a peça de betão a esquerda (macro-elemento 2) encontra-se desligado da peça de betão à direita (macro-elemento 1). Repare-se que no diagrama de cores, da figura mencionada anteriormente a cor correspondente ao máximo absoluto não possui valores no tal diagrama. Isto deve-se ao facto de os critérios (critério de Mohr-coulomb) adoptados pelo software ATENA 3D para análise das juntas de interface considerarem apenas tensões menores ou igual a zero. Assim, a zona referida, encontra-se altamente sob tracção. A força para qual ocorre a rotura da viga é de 565,00 kN no modelo numérico e 645,00 kN no modelo experimental. A Figura 5-53 apresenta o modo de rotura nos dois modelos.

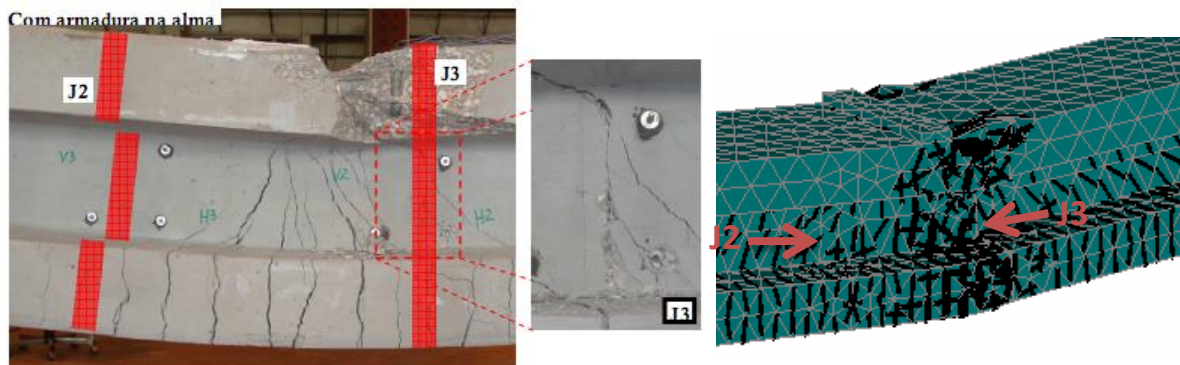


Figura 5-53: Modo de rotura do modelo numérico (imagem à direita) e modelo experimental (imagem à esquerda, extraída de Pacheco [27])



## 6. Calibração numérica

Depois de se ter apresentado os resultados obtidos decorrentes da simulação numérica das vigas e sua comparação com o sucedido experimentalmente, ficou evidente que apesar de se ter conseguido uma boa aproximação aos resultados experimentais, algumas conclusões e valores de saída foram significativamente diferentes dos alcançados experimentalmente.

Por esta razão, decidiu-se alterar algumas opções de escolha do utilizador de forma a conseguir uma melhor aproximação aos resultados experimentais, constatando assim a sua influência nos resultados.

### 6.1. Viga V1p

A viga a V1p analisada no ponto (5.4) apresentou face ao resultado experimental, uma diferença de aproximadamente 100,00 kN na carga de rotura. Ora, possuindo as vigas (numérico e experimental) a mesma armadura de flexão era de esperar um comportamento bastante próximo quanto à carga de rotura. Assim, e depois de se ter verificado que todas as armaduras colocadas na viga apresentavam o diâmetro e a tensão de cedência correcta, decidiu-se alterar alguns parâmetros que se julgou poderem condicionar o comportamento da viga e verificar as suas influências. O Quadro 6-1 apresenta os parâmetros alterados.

Quadro 6-1: Parâmetro alterado para otimizar a viga V1p

Alteração nº	Viga	Parâmetro Alterado	
		De:	Para:
1	V1p	Rotated Crack Model ( $c = 0,5$ )	Fixed Crack Model ( $c = 1,0$ )
2	V1p	-	Parâmetros da junta de acordo com o critério de Mohor-Coulomb (valores adoptados por Kiril)
3	V1p	Energia de fractura ( $d_{m\acute{a}x} = 16\text{ mm}$ )	Energia de fractura ( $d_{m\acute{a}x} = 32\text{ mm}$ )

Após a alteração dos parâmetros referidos anteriormente e análise das vigas, obtém-se os seguintes resultados:

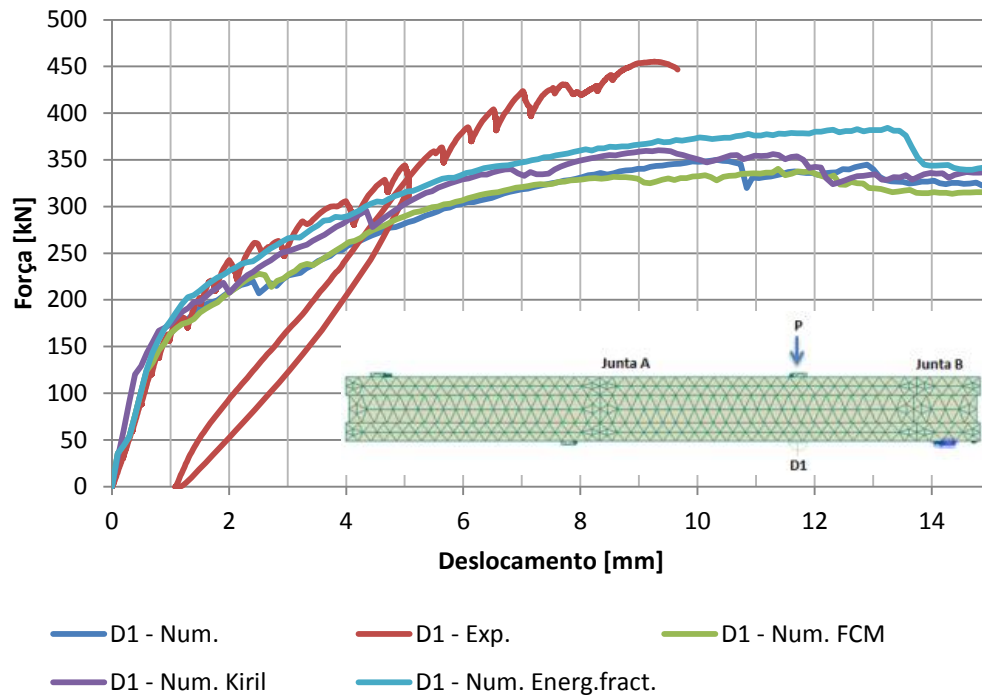


Figura 6-1: Diagrama de Carga - Deformação da viga V1p para diversos parâmetros

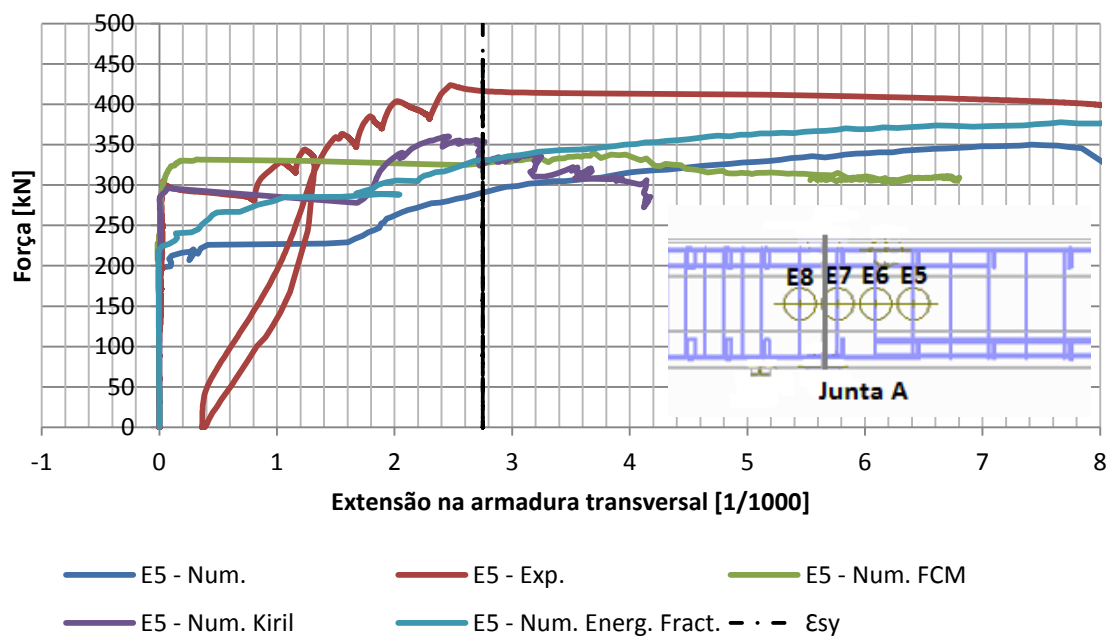


Figura 6-2: Extensões monitoradas em estribos próximos à junta A



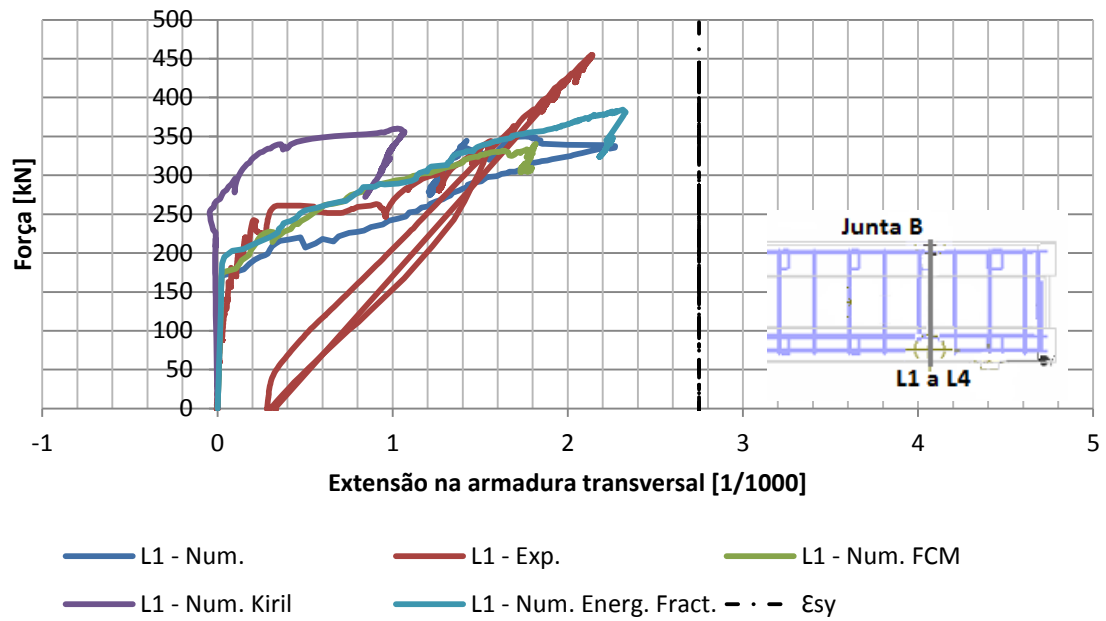


Figura 6-3: Extensões monitoradas em armaduras de flexão, na junta B da viga V1p

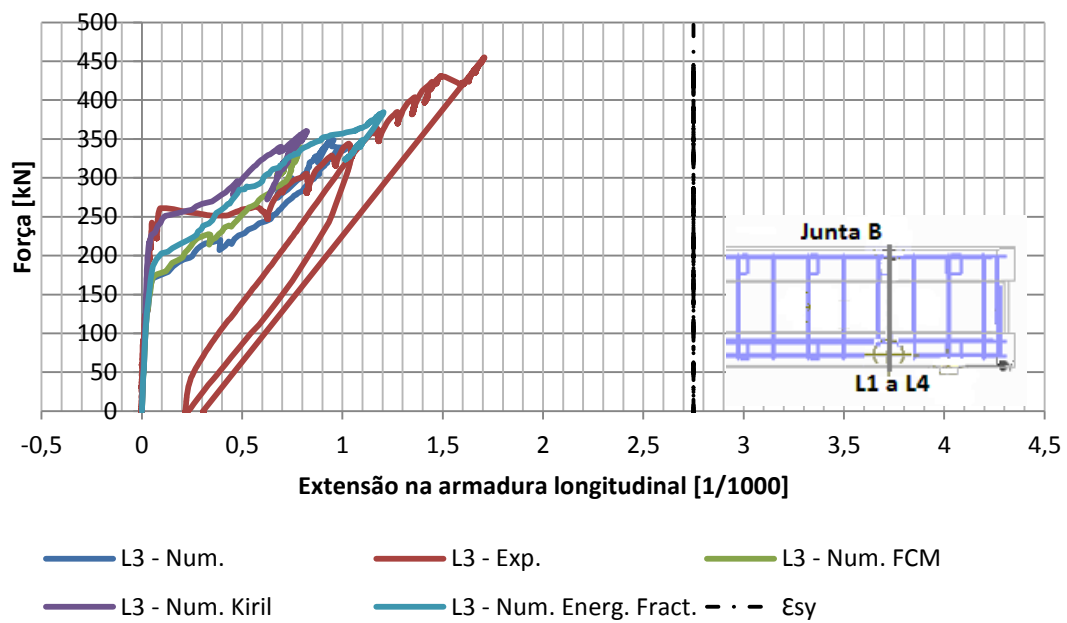


Figura 6-4: Extensões monitoradas em armaduras de flexão, na junta B da viga V1p

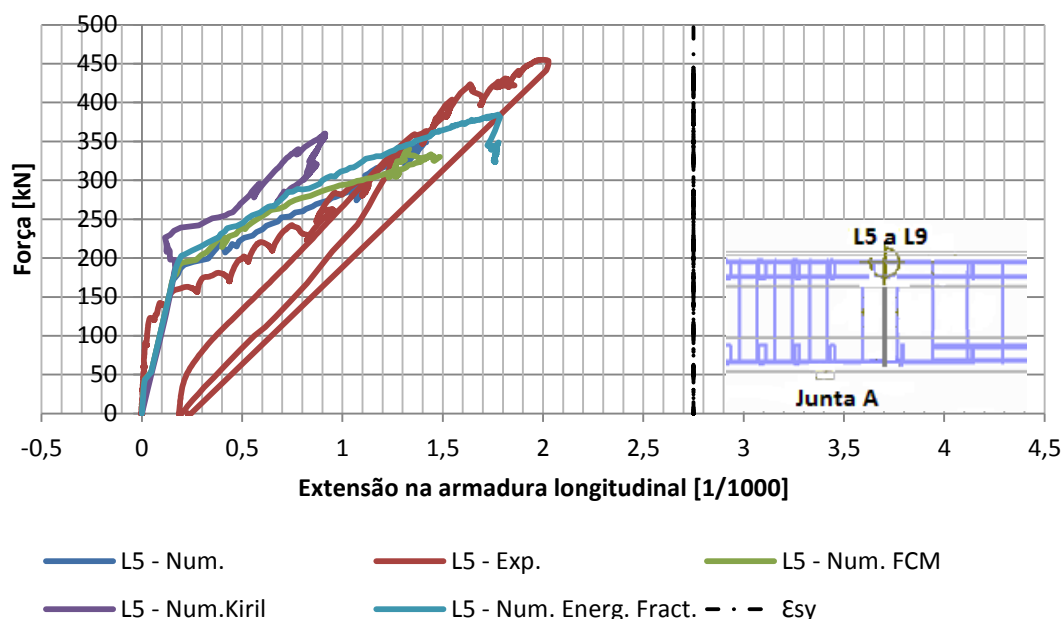


Figura 6-5: Extensões monitoradas em armaduras de flexão, na junta A da viga V1p

Dos resultados apresentados em forma de gráficos, verifica-se que a alteração dos parâmetros provoca alguma alteração nos resultados. A Figura 6-1 mostra que até uma força próxima dos 170,00 kN, correspondente à fase em que o betão não se encontrava fendilhado, todos os modelos considerados apresentavam uma boa aproximação ao modelo experimental. Entretanto, a partir deste valor, os modelos apresentam uma dispersão em relação ao modelo experimental, sendo que o modelo com a energia de fractura alterada é aquele cujo comportamento melhor se aproxima do modelo experimental em termos de andamento do gráfico e da carga de rotura. A consideração de energia de fractura como sendo de um betão cuja máxima dimensão do agregado é de 32 mm e não os 16 mm anteriormente adoptados faz subir a carga de rotura dos 350,00 kN para os 384,00 kN, uma subida de 8,9% que mostra assim a influência deste parâmetro no comportamento da viga. Este resultado mostra que a adopção de uma energia de fractura corresponde máxima dimensão do agregado de 16 mm poderá ter afectado os resultados. A mudança do “rotated crack model” para o “fixed crack model” não configura uma boa opção, visto que esta alteração provoca uma diminuição da carga de rotura, quando esta já era inferior ao obtido experimentalmente. Esta opção apresenta-se como uma má opção até mesmo quando analisados os gráficos relativos a extensão nas armaduras, onde se verifica que é a opção menos conseguida. Ainda relativamente às extensões, o modelo com a energia de fractura alterado, parece ser o que melhor se aproxima dos resultados experimentais.

Faz-se ainda notar, que apesar de não se apresentar, o padrão de fendilhação e o modo de rotura final dos modelos optimizados, estes não se alteraram.

Assim, visto que nenhum destes parâmetros aproximou correctamente os resultados, conclui-se que este foi influenciado pela não consideração do endurecimento do aço no modelo adoptado.

## 6.2. Viga V1

As vigas correspondentes à segunda fase de estudos, apresentaram de uma forma geral valores de abertura de fendas muito superiores ao ocorrido no ensaio experimental, tendo ainda apresentado deslizamento diferente do sucedido experimentalmente. Assim, decidiu-se aumentar os passos de cálculo, diminuindo assim o incremento de carga (deslocamento impostosto em cada passo) a que a viga estava sujeita, de forma a verificar a sua influência nos resultados.

Tendo parecido conservador a consideração da resistência à tracção como sendo entre 25 a 50% da resistência à tracção do betão com menor qualidade entre as faces, decidiu-se mudar este parâmetro de forma a ver a sua influência.

A terceira alteração tem a ver com facto de ATENA Troubleshooting [37] recomendar para a interface um valor de coeficiente de fricção que varia entre 0,3 e 0,5 como mencionado no capítulo 3. Ora para o EC2 este coeficiente varia entre 0,5 para uma superfície muito lisa e os 0,9 para uma superfície indentada. Assim pareceu interessante a alteração deste parâmetro para averiguar a sua influência no comportamento da viga.

O Quadro 6-2 apresenta as alterações efectuadas a cada parâmetro.

**Quadro 6-2: Parâmetro alterado para otimizar a viga V1**

Alteração nº	Viga	Parâmetro Alterado	
		De:	Para:
1	V1	200 steps	1000 steps
2	V1	Interface: $f_t = 0,5 \cdot f_{ctm}$ e $\mu = 0,5$	Interface: $f_t = 0,7 \cdot f_{ctm}$ e $\mu = 0,5$
3	V1	Interface: $f_t = 0,5 \cdot f_{ctm}$ e $\mu = 0,5$	Interface: $f_t = 0,7 \cdot f_{ctm}$ e $\mu = 0,7$

Onde  $f_t$  corresponde à resistência à tracção da junta de interface e  $\mu$ , ao coeficiente de atrito para as condições da junta.

Obteve-se os seguintes resultados para as alterações efectuadas:

**Quadro 6-3: História do carregamento para os vários modelos**

Alteração nº	Carga [kN]				
	Experim.	Mod. Num. Inicial	1	2	3
Fenda de flexão próximo a junta J2	100,00	239,00	172,00	169,00	176,00
Fenda de flexão próximo a junta J3	100,00	239,00	199,00	187,00	190,00
Fenda de flexão próxima a zona de momentos máximos	120,00	265,00	211,00	217,00	221,00
Fenda de esforço transversal	-	329,00	328,00	334,00	344,00
Rotura	725,00	714,00	700,00	703,00	719,00

Relativamente ao comportamento das juntas de interface, nas condições de alteração indicadas, verifica-se na Figura 6-6. a Figura 6-9 o comportamento apresentado pelas mesmas.

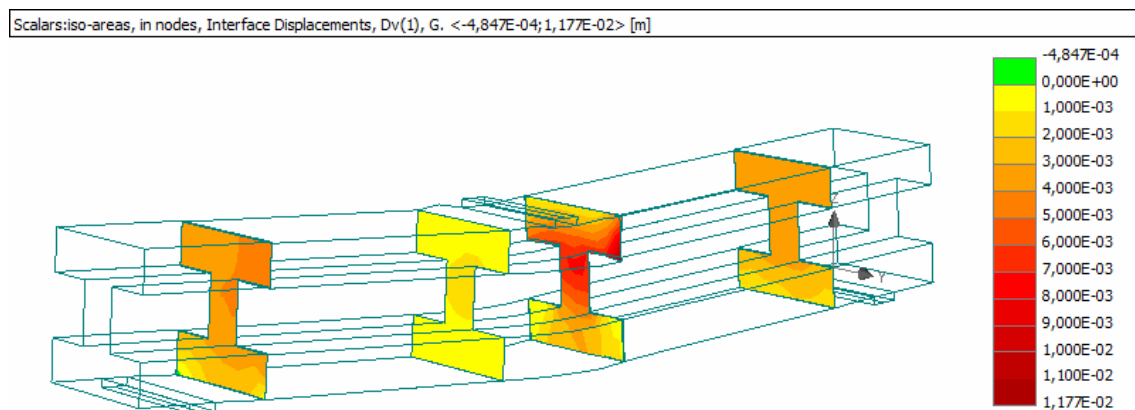


Figura 6-6: Deslocamento nas interfaces da viga V1 no modelo inicial (200 steps)

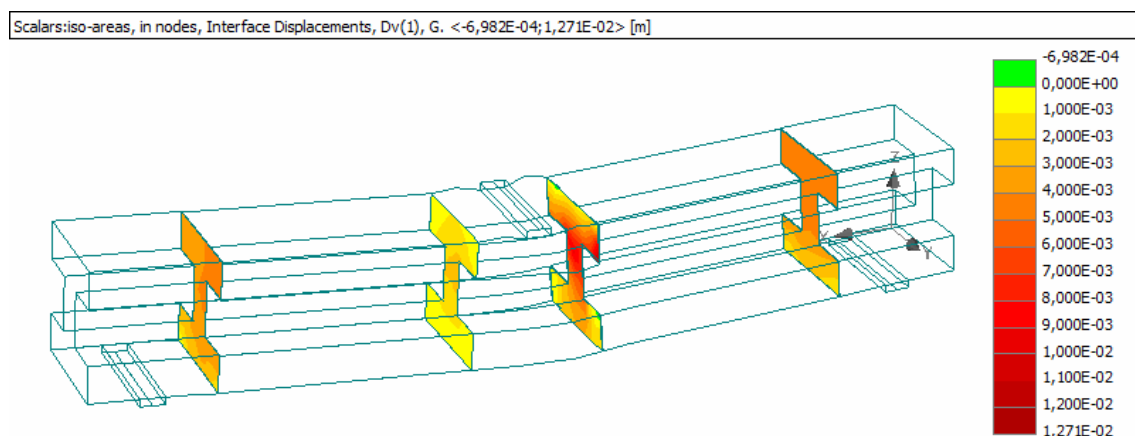


Figura 6-7: Deslocamento nas interfaces da viga V1 no modelo com 1000 steps

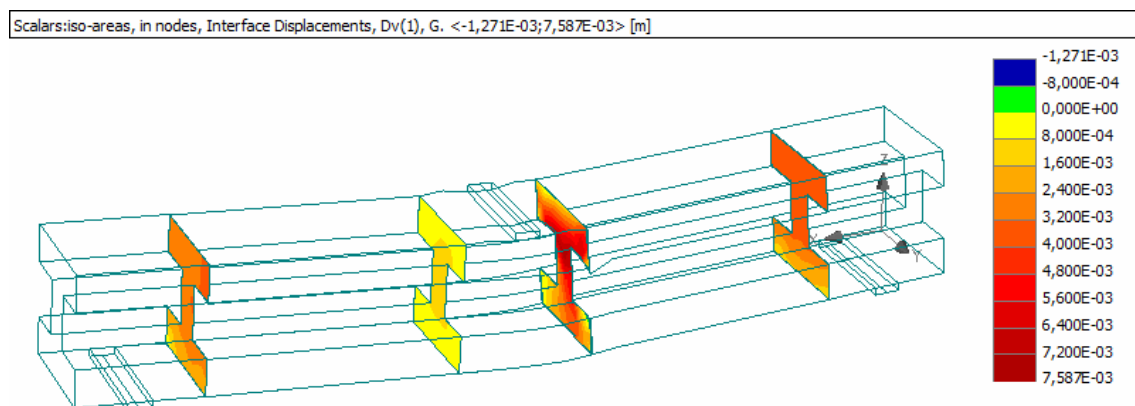
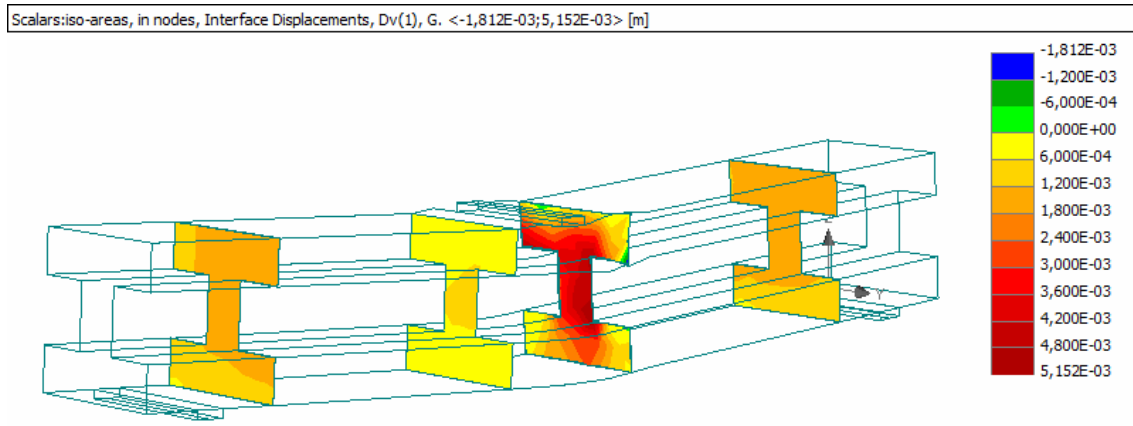


Figura 6-8: Deslocamento nas interfaces da viga V1 para  $\mu = 0,5$  e  $f_t = 0,7 \cdot f_{ctm}$  (1000 steps)



**Figura 6-9: Deslocamento nas interfaces da viga V1 para  $\mu = 0,7$  e  $f_t = 0,7 \cdot f_{ctm}$  (1000 steps)**

Analisando o Quadro 6-3, verifica-se que a diminuição do incremento da deformação aplicada à viga, influenciou o processo de abertura de fendas, no entanto, apesar de a força para qual ocorrem as fendas ser menor, esta continua a ser bastante díspar do valor obtido no ensaio experimental. No entanto, é preciso ter em conta que se realizou apenas um ensaio experimental, sendo que os valores não têm por si só tanta representatividade uma vez que a ser realizado outro ensaio, provavelmente os valores seriam outros. Deve-se ter em conta ainda o facto de que apesar de se ter utilizado no ensaio numérico os valores de resistência alcançados no laboratório, estes dizem respeito à média do provetes ensaiados, podendo a resistência da viga diferir (não muito) deste, uma vez que por exemplo a vibração do betão poderá alterar este valor.

A alteração do coeficiente de atrito e de resistência à tracção da junta, fez diminuir igualmente a força para qual surgem as fendas uma vez que estes tornam a viga mais rígida, e por conseguinte mais susceptível à fendilhação.

O aumento destes coeficientes fez igualmente com que a carga de rotura no modelo numérico se aproximasse do ocorrido experimentalmente. Esta aproximação acontece quando se considera a resistência à tracção da junta de interface como sendo 70% da resistência média do betão à tracção e o coeficiente de atrito como sendo 0,7. Este facto poderá indicar que esta situação se aproxima mais da realidade específica desta viga do que as considerações iniciais uma vez que o erro relativo entre a carga de rotura para esta situação e a carga de rotura experimental é inferior a 1%.

Verifica-se ainda, analisando a Figura 6-6 a Figura 6-9 que os valores de escorregamento obtidos com a alteração da resistência à tracção das juntas de interfaces ou desta em conjunto com o coeficiente de atrito apresentam melhor aproximação a realidade, visto que os ensaios experimentais apresentavam escorregamentos, mas não da ordem dos centímetros como mostra a Figura 6-6 ou Figura 6-7.

### 6.3. Estudo do efeito ferrolho no deslizamento das interfaces

Uma vez que a resistência à compressão dos betões na viga V1 e na viga V2 eram diferentes, pareceu plausível, de forma a evitar quaisquer tipos de dúvidas realizar uma série de análises sempre com o mesmo tipo de betão e variando apenas a taxa de armadura de alma que atravessa a junta, de forma a ver a sua influência. Foi utilizada a viga V1 como base, tendo-se introduzido armadura de alma. Adoptou-se vários diâmetros de forma a verificar a sua influência no deslizamento da junta. Os resultados obtidos podem assim ser analisados nos gráficos da Figura 6-10 a Figura 6-13.

Foram utilizadas armaduras com os seguintes diâmetros:  $\emptyset 4$ ,  $\emptyset 6$ ,  $\emptyset 8$  e  $\emptyset 10$ . Note-se que a utilização de diâmetros  $\emptyset 4$  é apenas possível porque se trata de uma modelação numérica, já que este não existe comercialmente.

O gráfico da Figura 6-12 relativo à junta de interface J4 (sem armadura de alma) mostra que contrariamente ao que seria de esperar, quanto maior o diâmetro da armadura de alma, maior é o deslizamento da junta em causa. Esta situação deve-se ao facto de na junta oposta à introdução de armadura de alma, conferir maior rigidez aquela zona (J1 e J2) face a J4, provocando assim um deslocamento relativo maior. Assim esta interface tem o menor deslocamento relativo (7,3 mm) quando a interface oposta a alma é atravessada por armaduras de 4 mm de diâmetro, sendo o maior deslocamento relativo (9,45 mm) para 10 mm de diâmetro.

A junta J3 apresenta um deslocamento relativo muito inferior a J4, como se pode ver comparando os gráficos da Figura 6-13 e Figura 6-12. Este comportamento é esperado uma vez que esta junta encontra-se sujeita a um esforço de corte inferior ao sujeito pela junta J4. Os valores obtidos mostram que o deslocamento na J3 é cerca de 9 vezes inferior ao ocorrido na junta J4. O deslocamento máximo é de 1,13 mm e o mínimo de 0,23 mm.

Relativamente à junta J2 (com armadura de alma), os deslocamentos relativos ocorridos são inferiores à metade do ocorrido na junta simétrica (J3). Uma vez que as juntas são simétricas e a viga bi-apoiada, seria de esperar um deslocamento relativo próximo entre as mesmas. Assim, este acontecimento mostra bem a importância das armaduras colocadas na alma no comportamento da viga. Os maiores deslocamentos na junta acontecem quando esta é atravessada por armaduras de diâmetro 4 mm, enquanto o menor deslocamento acontece para armaduras diâmetro de 8 mm, tomando respectivamente 0,46 mm e 0,23 mm.

Para a junta J1 sujeita ao maior esforço transversal (ao par da J4) os deslocamentos obtidos foram maiores aos ocorridos na junta J2 mas muito inferior ao ocorrido na sua simétrica, junta J4. Analisando o gráfico relativo a esta junta, verifica-se que os deslocamentos relativos ocorridos não ultrapassam 1 mm independentemente da armadura de alma utilizada. Os deslizamentos máximos e mínimos apresentam valores de 0,96 mm e 0,71 mm, respectivamente. Assim, a introdução da armadura de alma mostra ser de extrema importância no comportamento das juntas ao corte.

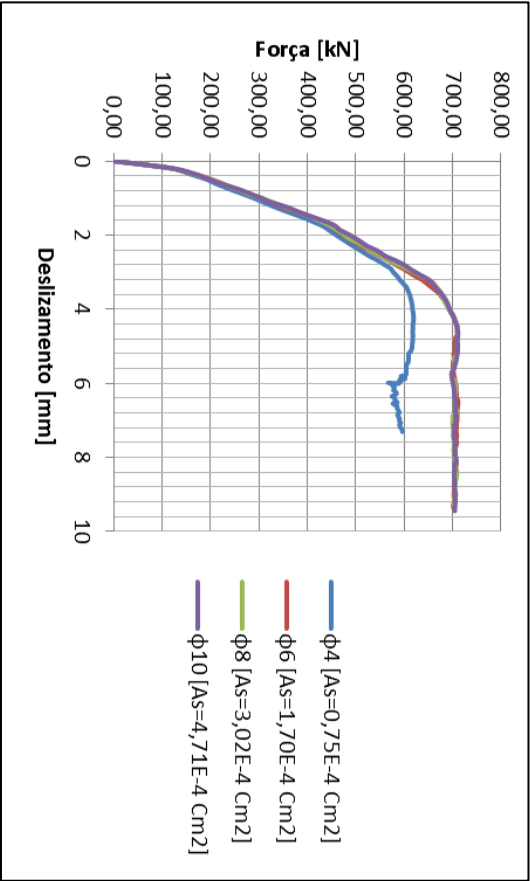


Figura 6-12: Deslizamento na junta J4

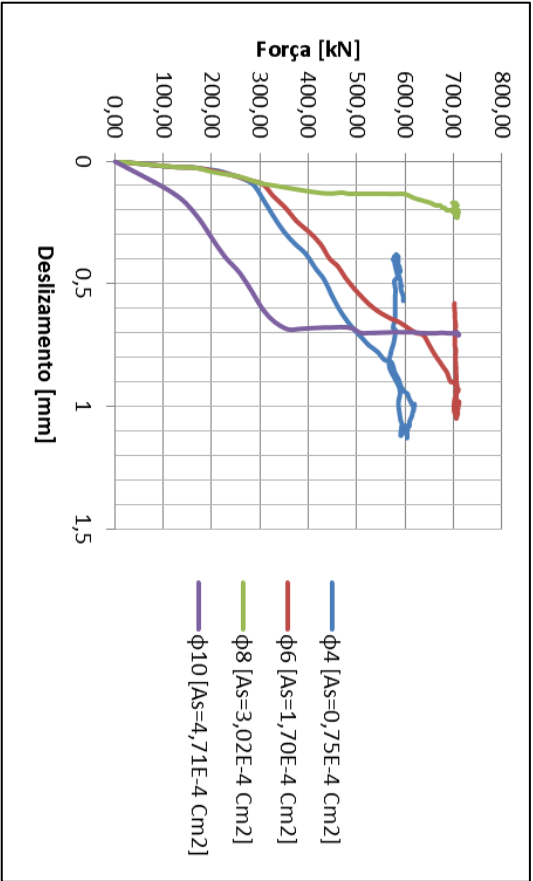


Figura 6-13: Deslizamento na junta J3

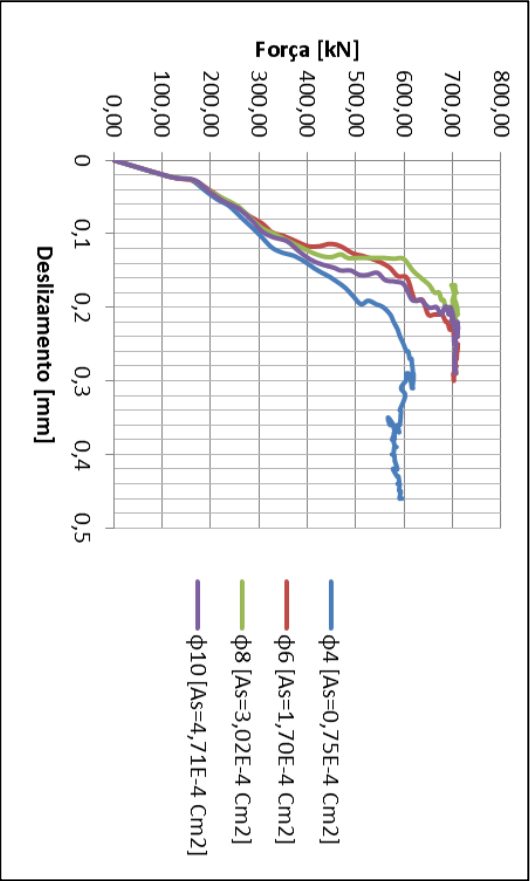


Figura 6-11: Deslizamento na junta J2

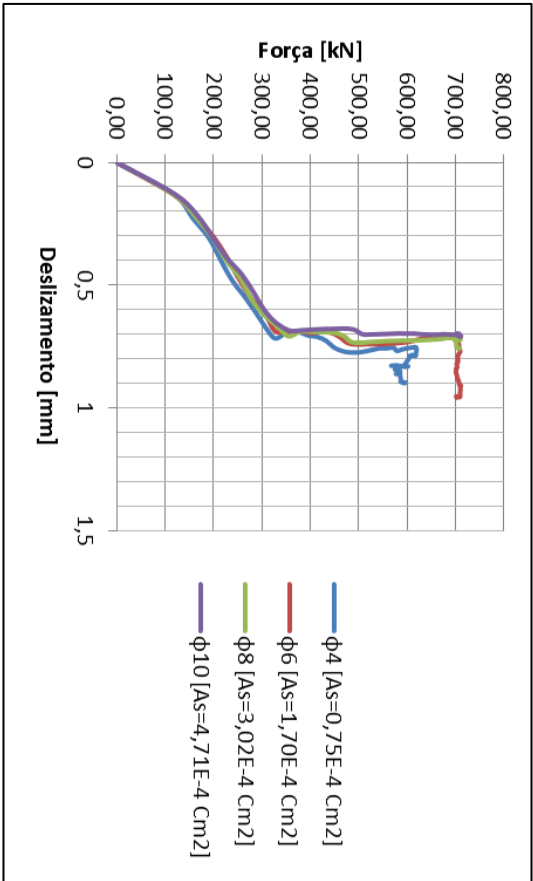


Figura 6-10: Deslizamento na junta J1





## 7. Conclusões finais e desenvolvimentos futuros

### 7.1. Conclusões finais

Neste trabalho foi feita uma análise numérica, com recurso ao software comercial ATENA 3D, segundo trabalhos experimentais efectuados anteriormente no IST, que culminou com o ensaio de oito vigas, sendo seis pré-fabricadas e duas monolíticas. Os modelos ensaiados tiveram por objectivo analisar o comportamento e estudar o efeito de vários factores no comportamento das juntas em vigas pré-fabricadas quando sujeitas ao esforço transversal e momento flector elevados. Depois de calibrar o modelo numérico procedeu-se à análise do efeito de armaduras no deslizamento nas interfaces, do modelo cuja rotura ocorreu por deslizamento na interface, ou seja do modelo em que as juntas não tiveram resistência suficiente.

O trabalho experimental efectuado por Cavaco e Pacheco concluiu, que a presença de juntas de construção em vigas pré-fabricadas altera o seu comportamento, uma vez que estas apresentam uma tensão de rotura a tracção inferior ao restante partes da viga, possibilitando assim escorregamentos. Esta afirmação é confirmada numericamente pois as juntas apresentaram na análise numérica, o mesmo comportamento apresentado nas duas fases de ensaios experimentais anteriores.

As análises efectuadas as vigas V1p e V2p apresentaram uma boa aproximação ao resultados experimentais, quando comparado o modo e carga de rotura, extensões e deformações na viga. No entanto, na viga V2p a junta A apresentou um comportamento algo diferente daquilo que era espectável. Apesar de ter ocorrido deslizamento na junta em questão, o banzo superior não apresentou tal fenómeno, este apenas ocorre na alma, acompanhado pela rotura do banzo comprimido. Não obstante este facto, os resultados numéricos aproximam bastante bem o comportamento das vigas.

Relativamente às armaduras de alma utilizadas na segunda fase de ensaios, constata-se que estas apresentam-se como uma opção crível para contrariar o deslizamento nas interfaces. Os resultados obtidos em vigas com estas armaduras apresentam claramente uma melhoria do comportamento face a viga sem armadura de alma, sendo que os testes realizados (6.3) em que se variou o diâmetro destas armaduras mostram a sua influência uma vez que estas armaduras permitiram reduzir os escorregamentos anteriormente ocorridos na viga.

De uma forma interessante, a viga com juntas inclinadas sofreu deslizamento apenas numa junta (paralela às bielas comprimidas), contrariamente ao que sucedeu noutras vigas com juntas verticais. No entanto, esta apresentou alguma dificuldade em transferir o esforço transversal ao longo da alma da viga. Faz-se notar que esta viga apresentou alguns problemas de convergência face a sua geometria e superfícies de contacto.

Relativamente aos parâmetros de modelação, a energia de fractura parece ter alguma influência nos resultados uma vez que como se viu, a alteração deste parâmetro fez subir a carga de rotura da viga V1p, aproximando-se assim da carga alcançada nos ensaios experimentais. Já a opção pelo “Fixed Crack Model” apresentou-se como sendo uma opção pior face ao “Rotated Crack Model”, uma vez que obtém-se cargas de rotura inferior ao esperado, influenciando igualmente o comportamento das extensões nas armaduras.

Ainda relativo aos parâmetros considerados na modelação, o valor da resistência à tracção na interface dos betões recomendado pelos autores do software, a utilizar na ausência de valores reais, parece exageradamente conservadora. Os deslocamentos ocorridos na interface quando utilizado o valor recomendado pelo ATENA Troubleshooting [37] foram elevados. Entretanto o aumento deste parâmetro mostrou que continua a ocorrer deslizamentos na interface, no entanto com valores muito mais próximos do ocorrido no modelo experimental.

Assim, a comparação entre os diversos resultados permite concluir que o software de análise não linear é capaz de prever de forma algo realista o comportamento global das estruturas. No entanto, a utilização destes programas de elemento finito deve sempre que possível ser acompanhado de ensaios laboratoriais de forma que seja possível ter uma base de comparação.

Em resumo, concluiu-se que a simulação numérica conseguiu reescrever os ensaios experimentais com uma aproximação razoável, e por isso é possível utilizar os ensaios numéricos para uma análise mais pormenorizada de juntas entre elementos pré-fabricados e, consequentemente, tal como desejável, é possível proceder à optimização das mesmas. Verificou-se no entanto que, os parâmetros opcionais de escolha do utilizador afetam os resultados alcançados de forma não desprezável.

Neste trabalho as opções foram testadas face aos resultados experimentais, ou seja, sem uma comparação com os ensaios não seria possível concluir que opção aproxima melhor a realidade.

Seria necessário efectuar mais análises para conseguir definir linhas gerais de modelação deste tipo de vigas. Mais ainda, é preciso realçar, que foi realizado apenas um único ensaio referente à cada situação experimentalmente. Tendo em conta os possíveis defeitos e irregularidades dos provetes e ainda os erros experimentais, não é viável adoptar todos os valores experimentais como de referência. Assim, pode concluir-se, que seria necessário efectuar mais ensaios experimentais antes de se proceder à definição de linhas gerais de cálculo e à optimização numérica de juntas.

## 7.2. Desenvolvimentos futuros

Ao se realizar este trabalho, procurou-se responder de forma satisfatória os objectivo que foram propostos. No entanto, do desenvolvimento deste trabalho surgem igualmente questões pertinentes

que se julga interessante investigar. Assim, como desenvolvimento futuro, julga-se ser interessante investigar:

- Realização de mais ensaios experimentais de forma a dar consistência aos valores experimentais e numéricos já obtidos;
- Realização de ensaios que permitam conhecer a rigidez normal e tangencial nas interfaces;
- Modelação das vigas em ATENA, utilizando para os parâmetros de interface os valores obtidos dos ensaios experimentais;
- Modelação da viga V3 em XFEM de forma perceber a influência das interfaces inclinadas;
- Consideração de endurecimento das armaduras.

## Bibliografia

- [1] J. Camara, “Pré-fabricação de Pontes e Viadutos [Apresentação].” IST– UTL, Lisboa, pp. 1 – 45.
- [2] V. J. G. Lúcio, “Introdução às Estruturas Pré-moldadas [Apresentação].” FCT– UNL, Monte da Caparica, pp. 1 – 14, 2001.
- [3] J. M. Proença, “Apontamentos sobre estruturas reticuladas pré-fabricadas de betão armado.” IST– UTL, Lisboa, pp. 1 – 17, 2012.
- [4] A. Van Acker, *Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto*. 2003, pp. 1–129.
- [5] V. J. G. Lúcio, “Ligações entre Elementos Pré-moldados [Apresentação].” FCT– UNL, Monte da Caparica, pp. 1 – 23, 2001.
- [6] P. dos Santos, “Comportamento de Ligações de Estruturas Prefabricadas de Betão,” Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1983.
- [7] P. dos Santos, “Ligações de Estruturas Prefabricadas de Betão.” LNEC, Lisboa, 1985.
- [8] P. Kabele, V. Červenka and J. Červenka, “ATENA Program Documentation Part 3-1 Example Manual ATENA Engineering,” no. March, 2010.
- [9] K. S. Elliott, *Precast Concrete Structures*, 1st ed. Butterworth Heinemann, 2002, pp. 1 – 369.
- [10] V. J. G. Lúcio, “Concepção e Dimensionamento de Ligações em Estruturas Pré-fabricadas para Edifícios [Apresentação].” in 1º Congresso Nacional da Indústria de Pré-fabricação em Betão, Porto, pp. 1–15, 2000.
- [11] V. J. G. Lúcio, “Ligações em Estruturas Pré-fabricadas para Edifícios [Apresentação].” FCT– UNL, Monte da Caparica, pp. 1–25, 2000.
- [12] A. M. Santos Silva, “Ligações entre Elementos Pré-fabricados de Betão [Dissertação de Mestrado],” IST - UTL, Lisboa, 1998.
- [13] E. Allen and J. Iano, “Precast Concrete Framing Systems,” in *Fundamentals of Building Construction: Materials and Methods*, 5th ed., 2008, pp. 611 – 649.
- [14] CEB - FIP; Fédération Internationale du Béton. Commission on Prefabrication, *Planning and Design Handbook on Precast Building Structures*, May. 2011, pp. 1–277.
- [15] V. J. G. Lúcio, “Projecto de Estruturas Pré-fabricadas para Edifícios [Apresentação].” FCT– UNL, Monte da Caparica, pp. 1 – 43, 2012.
- [16] E. G. Albarran, “Construção com Elementos Pré-fabricados em Betão Armado [Dissertação de Mestrado],” IST - UTL, Lisboa, 2008.

- [17] M. J. N. Priestley, J. R. Conley, and S. Pampanin, "Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building," *PCI Journal*, pp. 42 – 67, 1999.
- [18] S. Pampanin, C. Pagani, and S. Zambelli, "Cable - Stayed and Suspended Post-tensioned Solucion for Precast Concrete Frames: The Brooklym System." pp. 1 – 11.
- [19] P. R. S. . Reis, "Ligação Contínua Viga-Pilar em Estruturas Pré-moldadas de Betão [Dissertação de Mestrado]," IST - UTL, Lisboa, 2001.
- [20] A. E. Schultz, M. K. Tadros, and X. Huo, "Seismic Resistance of Vertical Joint in Precast Shear Walls," in *Proceedings of the 12th Congress*, 1994, pp. 1 – 5.
- [21] A. E. Schultz, X. Huo, and R. A. Magaña, "Experimental Study of Joint Connections in Precast Concrete Walls," in *Fifth U.S National Conference on Earthquake Engineering*, 1994, pp. 579 – 587.
- [22] S. Pampanin, "Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Buildings," *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 3, no. 2, pp. 207–223, 2005.
- [23] R. P. C. Marreiros and V. J. G. Lúcio, "Comportamento de Edifícios Altos Construídos com Estrutura Parede Pré-fabricada," in *2º Congresso Nacional da Prefabricação em Betão*, 2008, pp. 1–19.
- [24] T. Ozturan, O. Ertas, and S. Ozden, "Ductile Connections in Precast Concrete Moment Resisting Frames," *PCI Journal*, pp. 1 –12, 2006.
- [25] W. Xue and X. Yang, "Seismic Tests of Precast Concrete , Resisting Frames and Connections," *PCI Journal*, pp. 102 – 121, 2008.
- [26] E. Cavaco, "Juntas de Construção em Elementos Pré-fabricados [Dissertação de Mestrado]," IST - UTL, Lisboa, 2005.
- [27] I. M. Pacheco, "Comportamento de Ligações em Peças Pré-fabricadas [Dissertação de Mestrado]," IST - UTL, Lisboa, 2008.
- [28] *NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português de Qualidade, 2010, pp. 1–259.
- [29] Fédération Internationale du Béton, *Bulletin 55: Model Code 2010*. First Complete Draft., Volume 1, pp. 1–317, 2010.
- [30] E. Júlio, "Estruturas Prefabricadas (Ligações entre betões de diferentes idades) [Apresentação para Curso de Estruturas Pré-fabricadas]," IST-UTL, Lisboa, 2012.
- [31] E. Júlio and P. Santos, "Caracterização da Iterface Betão-Betão Utilizando um Rugosímetro Laser," in *2º Congresso Nacional da Pré-fabricação em Betão*, 2008, pp. 1–16.
- [32] J. Camara, E. Cavaco, and I. Pacheco, "Comportamento de Juntas com Continuidade em Betão Pré-fabricado," in *Encontro Nacional de Betão Estrutural*, 2008, pp. 1–10.

- [33] J. G. . Van Mier, “Strain-softening of Concrete Under Multiaxial Loading Conditions,” Delft University of Technology, 1984.
- [34] R. de Borst, “Non-Linear Analysis of Frictional Materials,” Technishe Hogeschool Delf, Delf, 1986.
- [35] J. Cervenka and V. K. Papanikolaou, “Three dimensional combined fracture – plastic material model for concrete,” *Internacional Journal of Plasticity*, vol. 24, pp. 2192–2220, 2008.
- [36] V. Červenka, L. Jendele, and J. Červenka, “ATENA Program Documentation Part 1 Theory,” *ATENA*. Prague, pp. 1–282, 2012.
- [37] D. Pryl and J. Červenka, “ATENA Program Documentation Part 11.” Prague, pp. 1 – 33, 2013.
- [38] J. Walraven and M. Asin, “Numerical Analysis of Reinforced Concrete Continuous Deep Beams,” *HERON*, vol. 40, pp. 163 – 178, 1995.
- [39] J. Červenka and Z. Procházková, “ATENA Program Documentation Part 4-2.” Prague, pp. 1 – 93, 2010.
- [40] R. A. Inácio, “Análise Numérica do Punçoamento em Lajes Fungiformes [Dissertação de Mestrado],” FCT - UNL, Monte da Caparica, 2010.
- [41] J. P. M. Nogueira, “Modelação Numérica do Punçoamento de Lajes Fungiformes reforçadas com Parafusos [Dissertação de Mestrado],” FCT-UNL, Monte da Caparica, 2011.
- [42] K. S. Apostolov, “Numerical Simulation of Connection Between Pre-cast Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear and Bending,” April. Lisboa, pp. 1 – 61, 2007.

## **APÊNDICE A**

Neste documento apresenta-se os resultados alcançados nos pontos de monitoramentos (1ª fase de ensaios)

## A.1 Resultados da viga V1ref

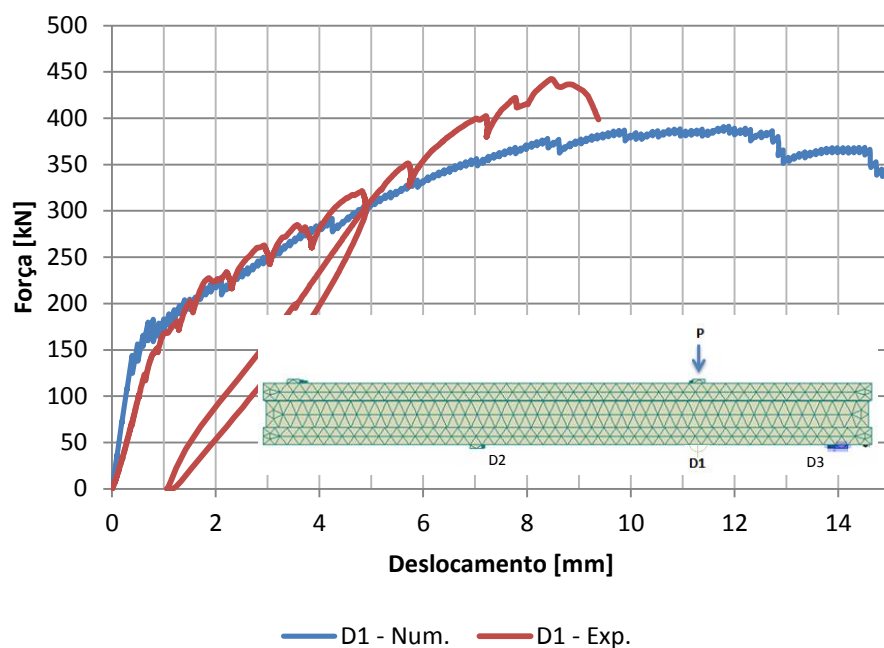


Figura A.1. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1ref (modelo numérico e experimental)

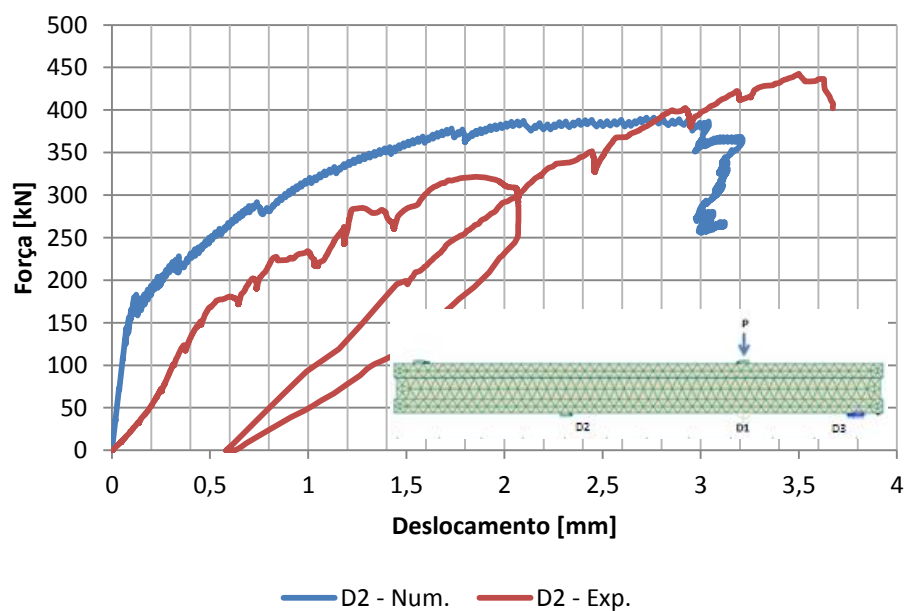


Figura A.1. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V1ref (modelo numérico e experimental)



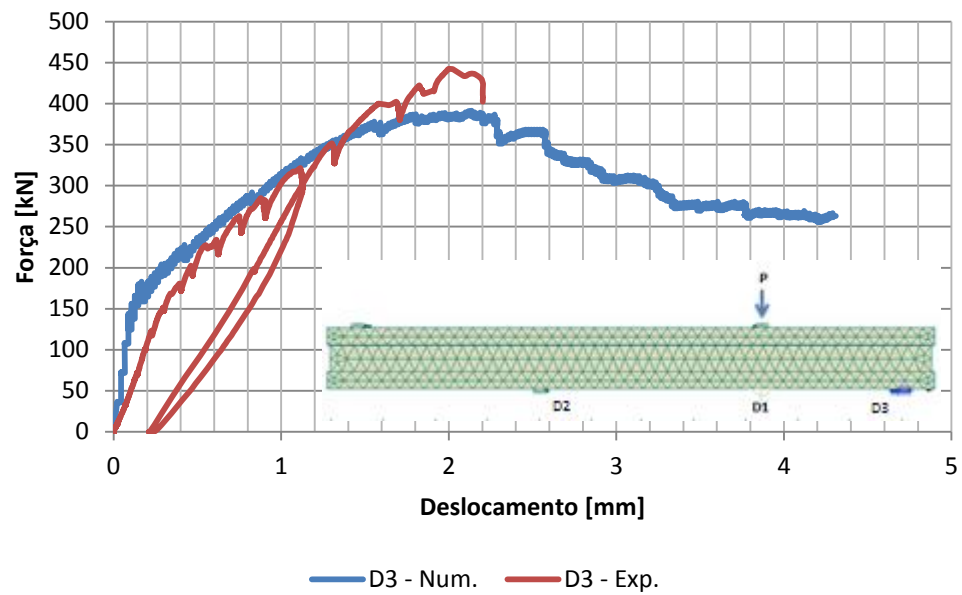


Figura A.1. 3: Diagrama Força – Deformação (D3) para a viga V1ref (modelo numérico e experimental)

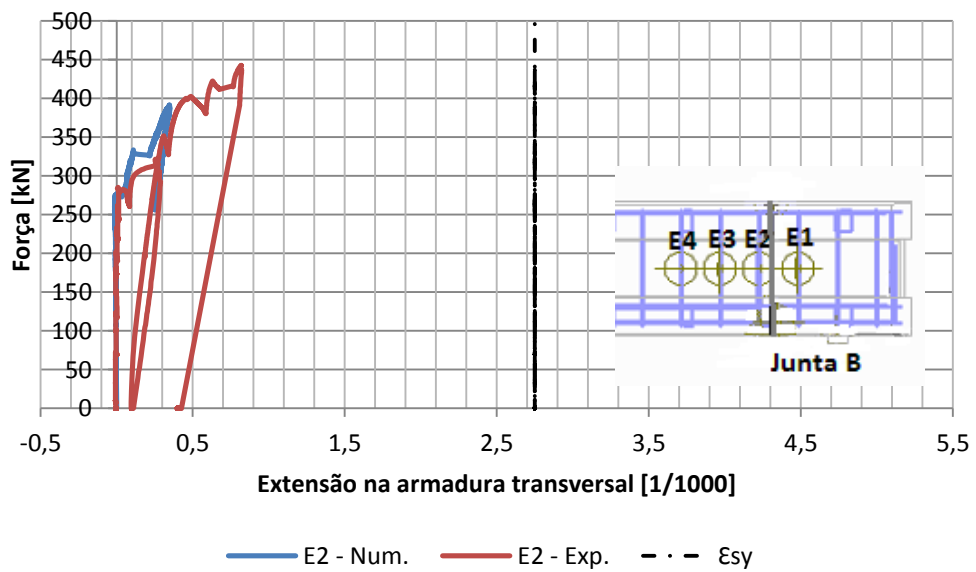


Figura A.1. 4: Extensões obtidas no extensômetro (E2) no modelo numérico e experimental

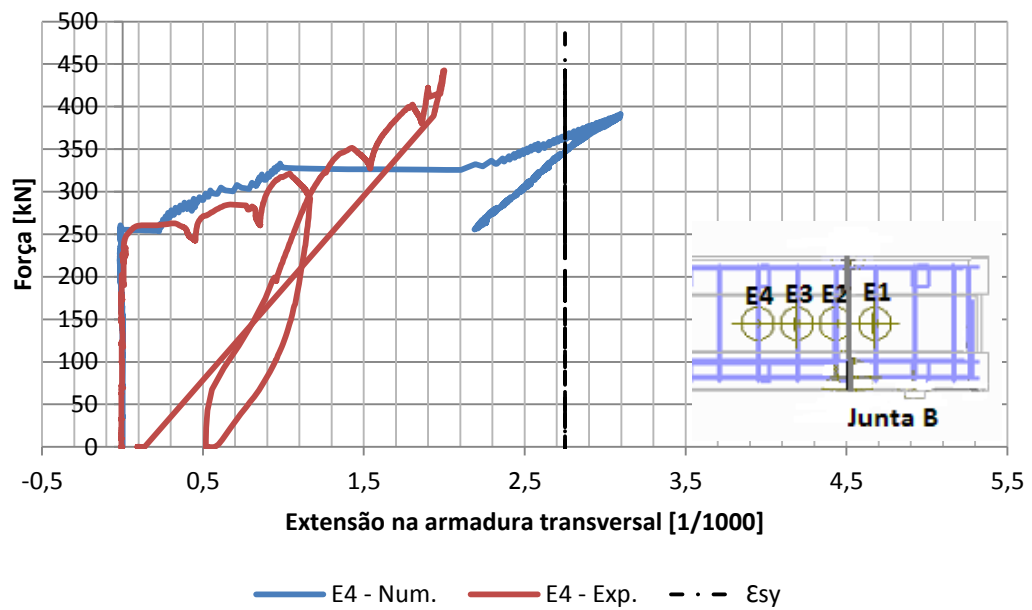


Figura A.1. 5: Extensões obtidas no extensômetro (E4) no modelo numérico e experimental

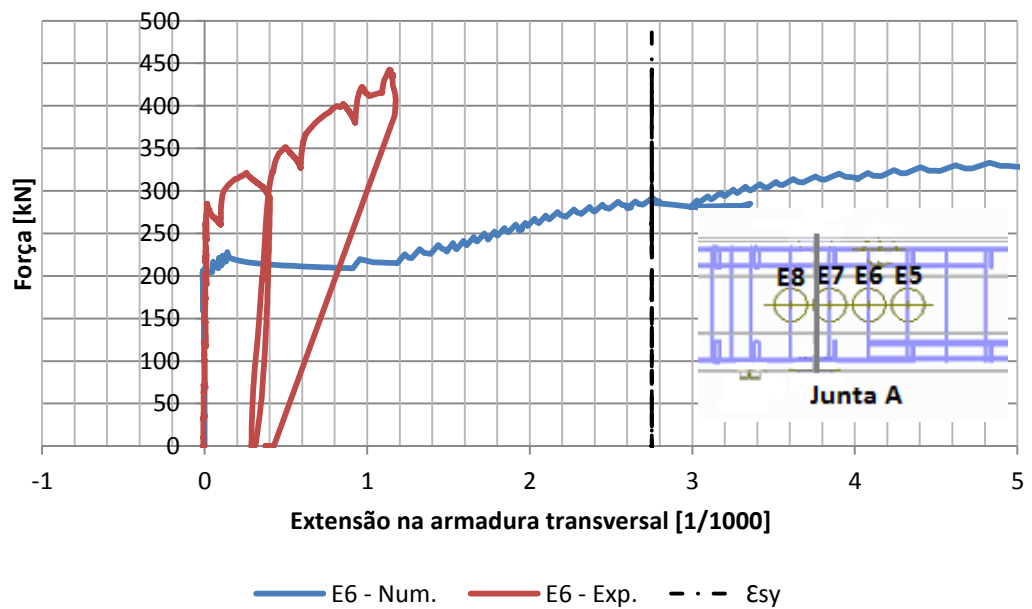


Figura A.1. 6: Extensões obtidas no extensômetro (E6) no modelo numérico e experimental

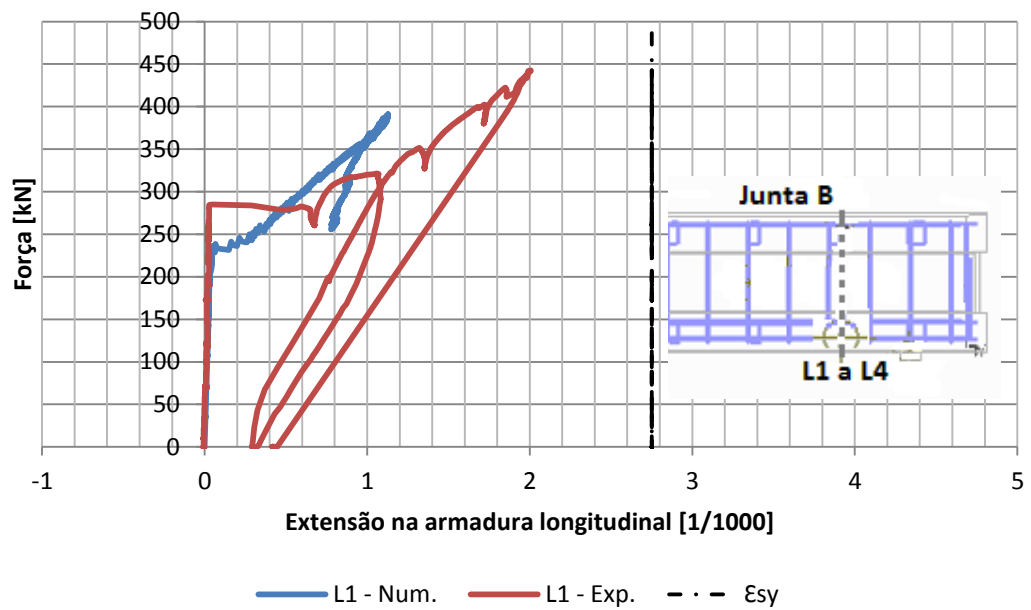


Figura A.1. 7: Extensões obtidas no extensômetro (L1) no modelo numérico e experimental

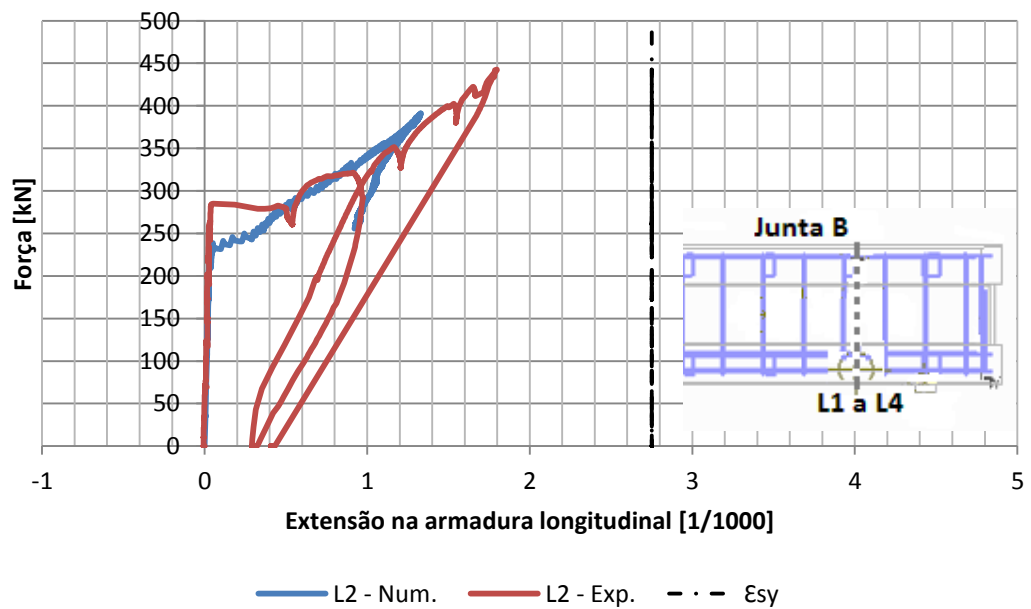


Figura A.1. 8: Extensões obtidas no extensômetro (L2) no modelo numérico e experimental

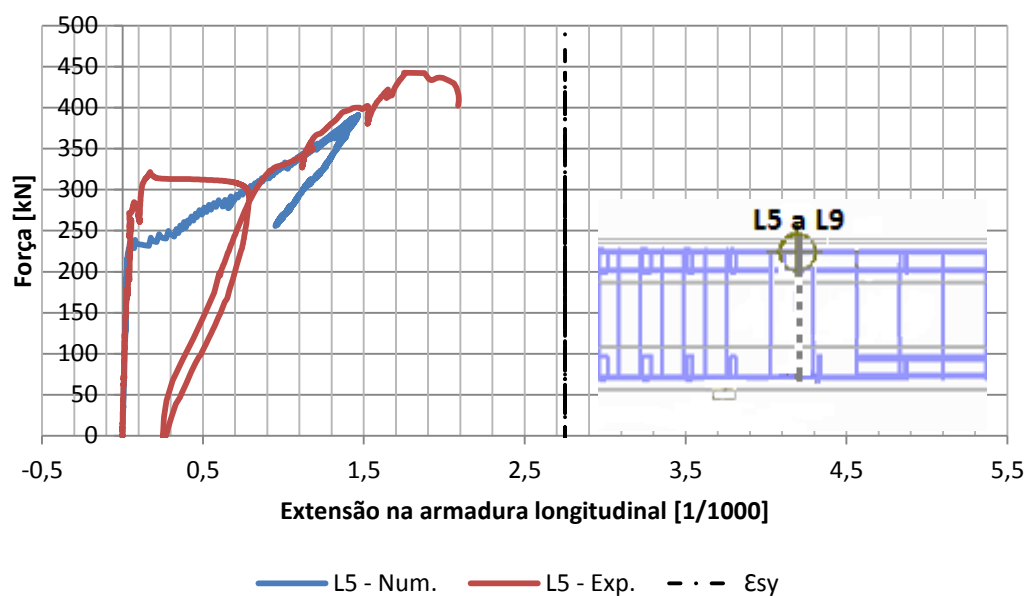


Figura A.1. 9: Extensões obtidas no extensômetro (L5) no modelo numérico e experimental

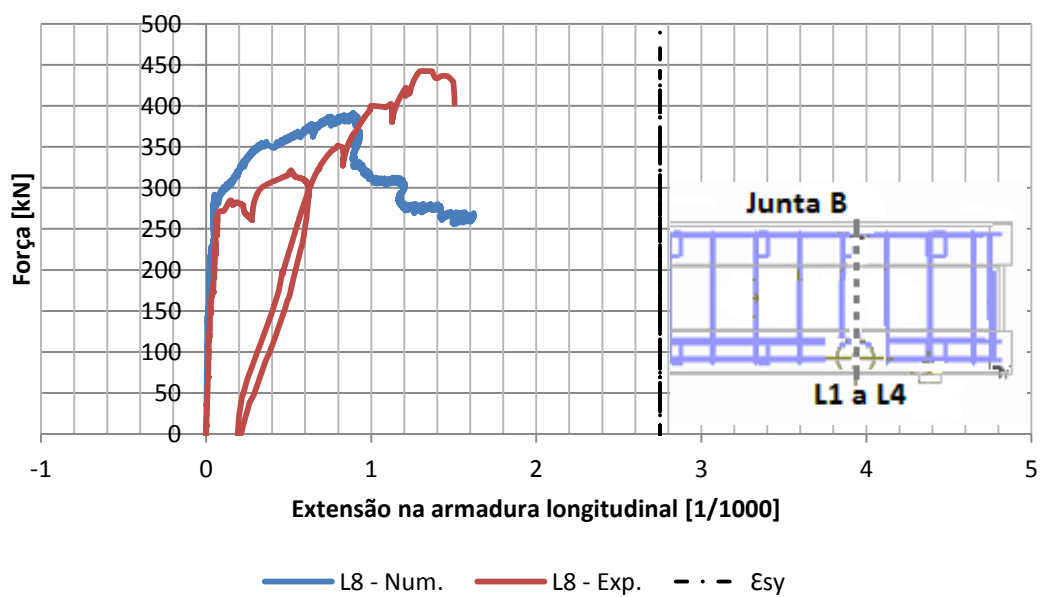


Figura A.1. 10: Extensões obtidas no extensômetro (L8) no modelo numérico e experimental

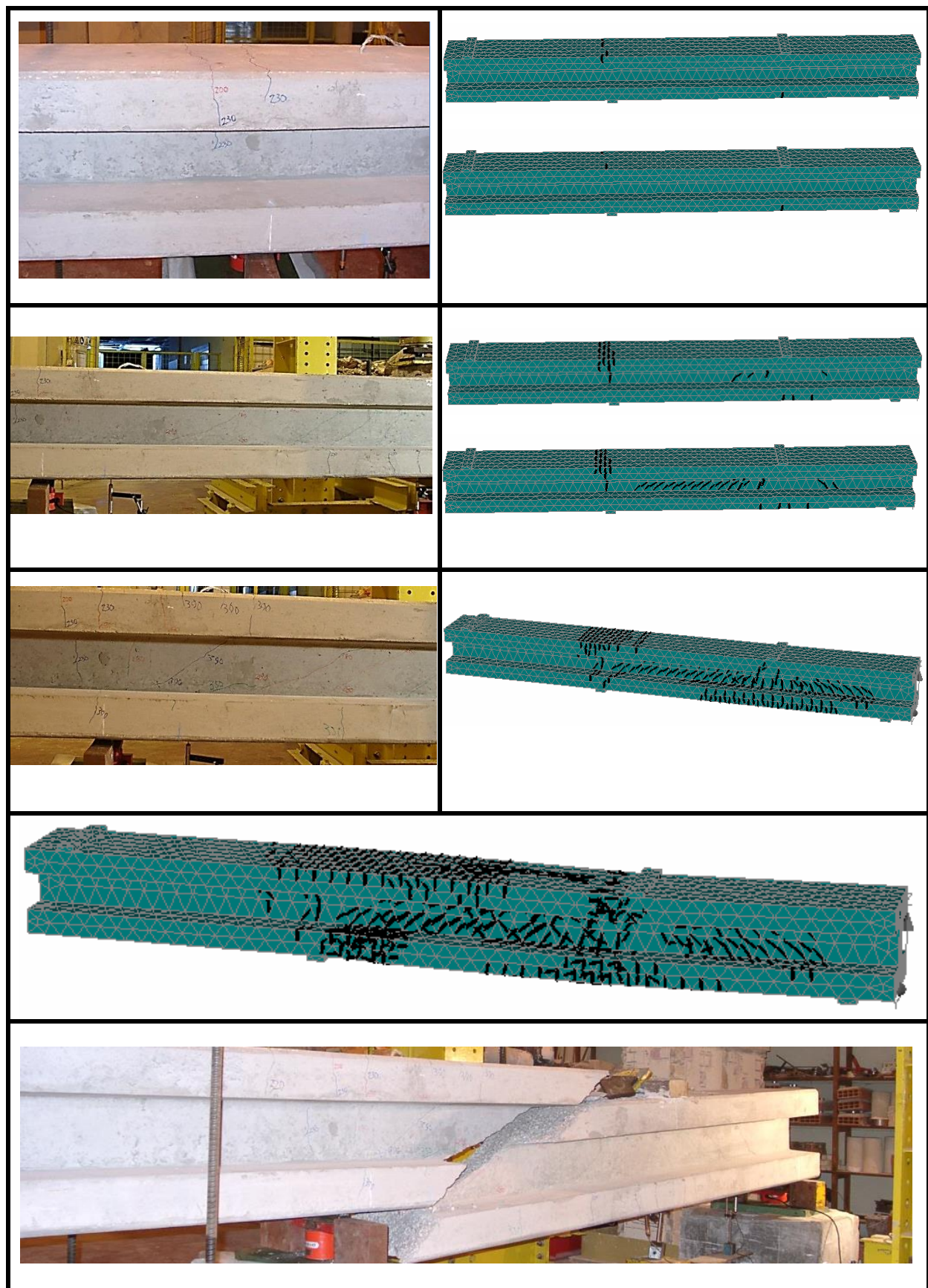


Figura A.1. 11: Evolução das fendas no modelo experimental e numérico na viga V1ref

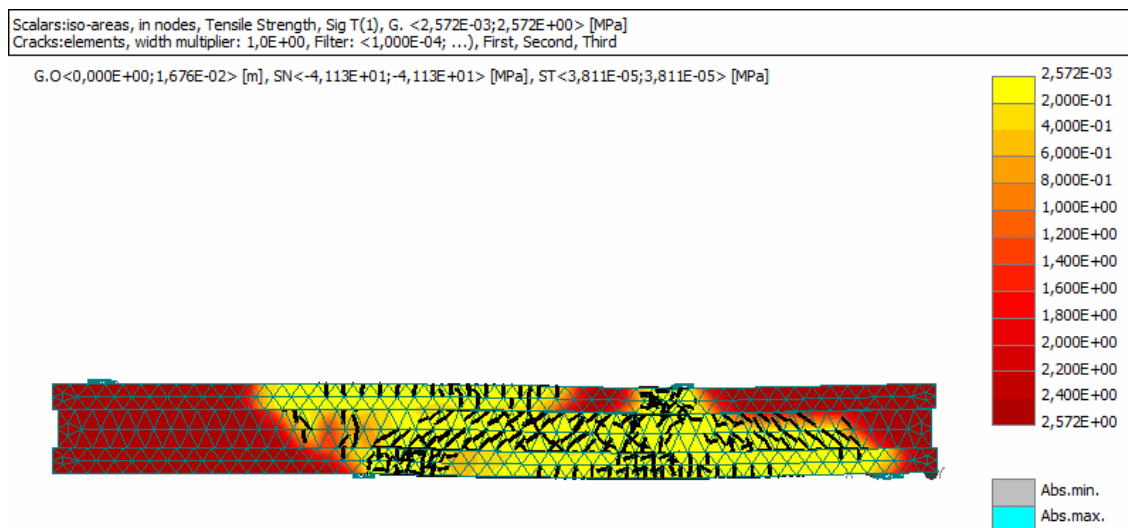


Figura A.1. 12: Resistência a tracção no final da análise

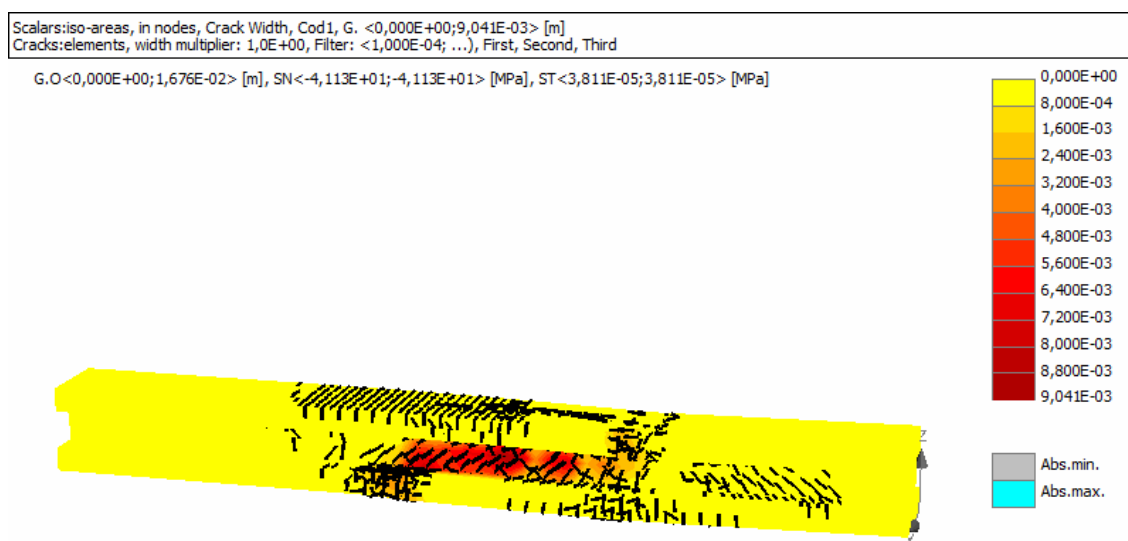


Figura A.1. 13: Modo de rotura/ largura das fendas

## A.2 Resultados da viga V1p

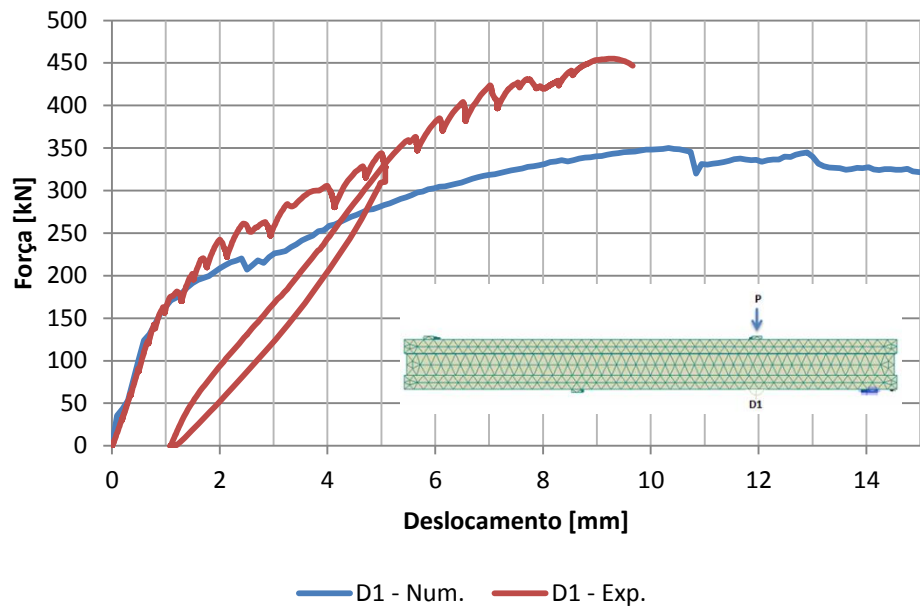


Figura A.2. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1p (modelo numérico e experimental)

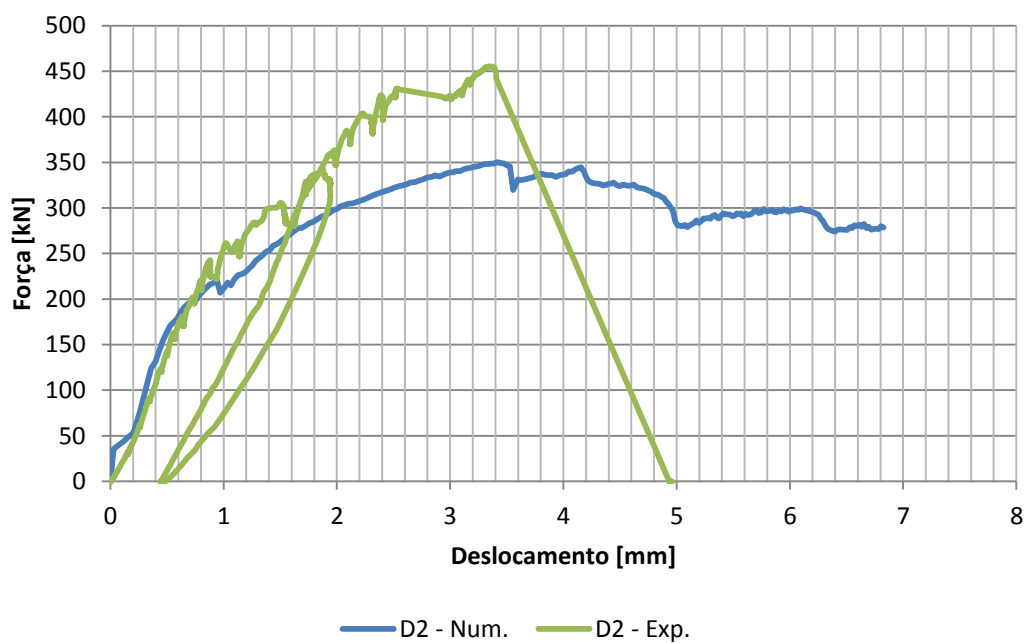


Figura A.2. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V1p (modelo numérico e experimental)

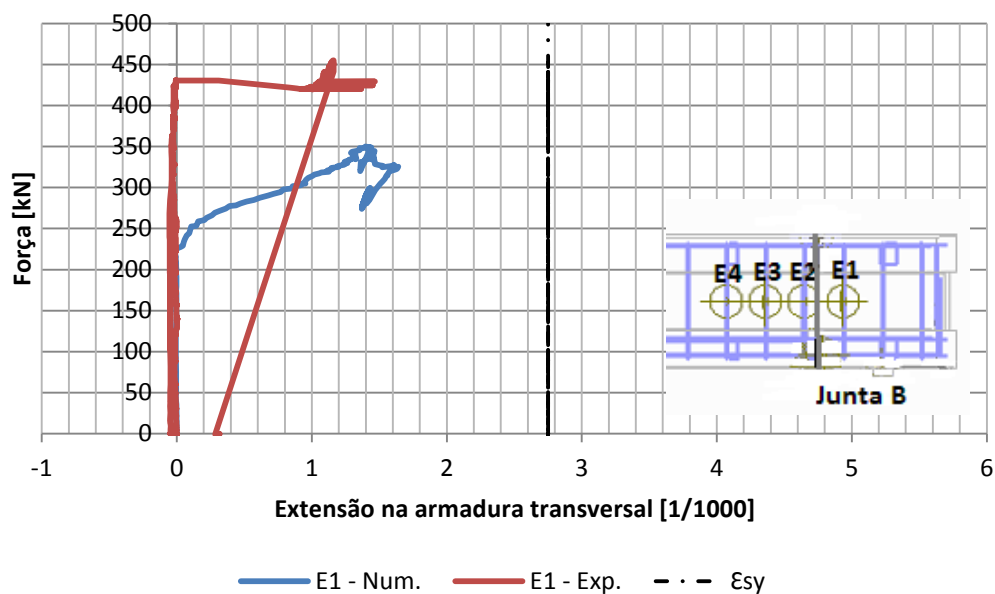


Figura A.2. 3: Extensões obtidas no extensômetro (E1) no modelo numérico e experimental

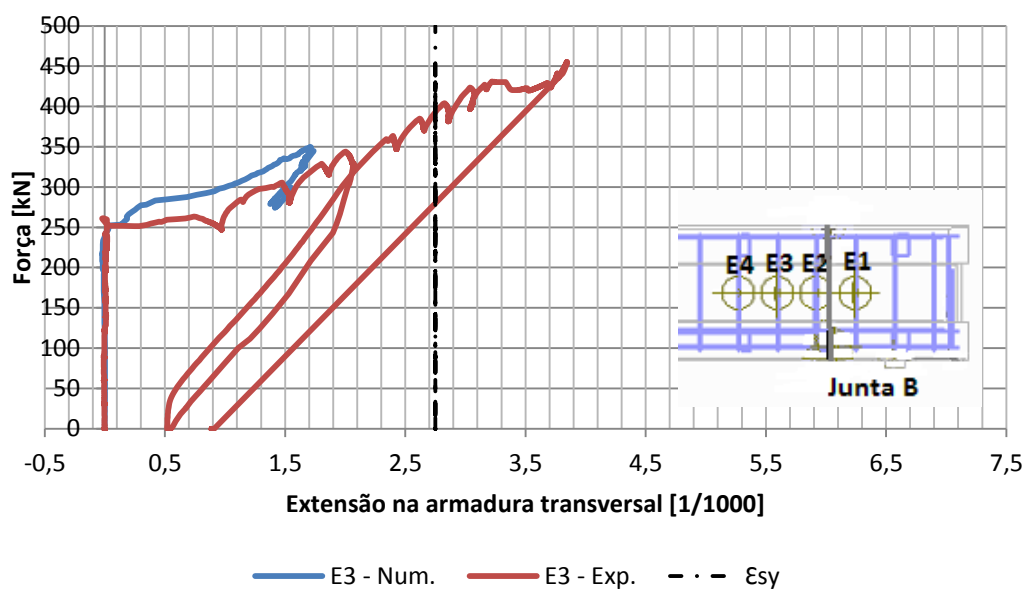


Figura A.2. 4: Extensões obtidas no extensômetro (E3) no modelo numérico e experimental



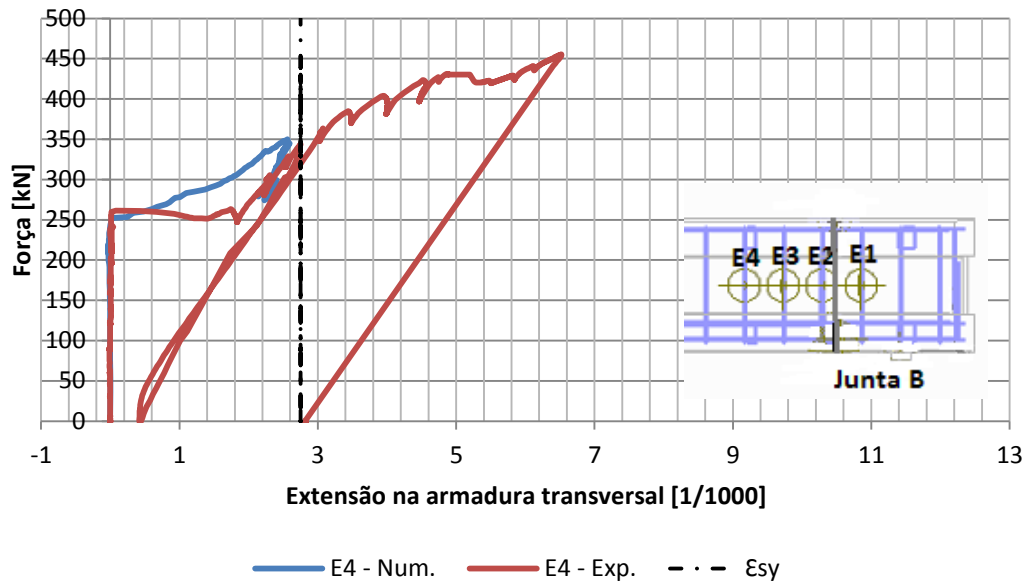


Figura A.2. 5: Extensões obtidas no extensômetro (E4) no modelo numérico e experimental

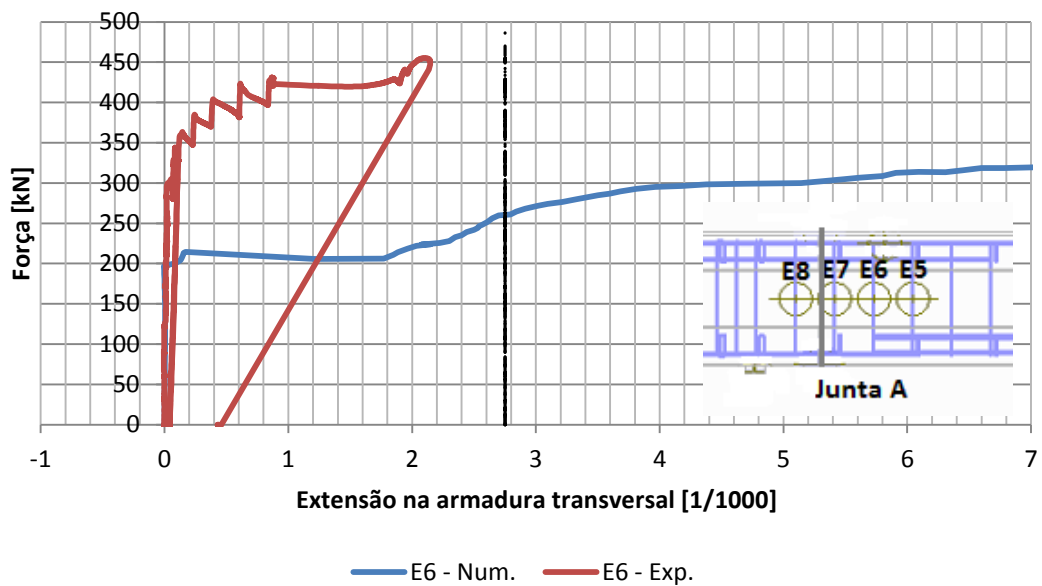


Figura A.2. 6: Extensões obtidas no extensômetro (E6) no modelo numérico e experimental

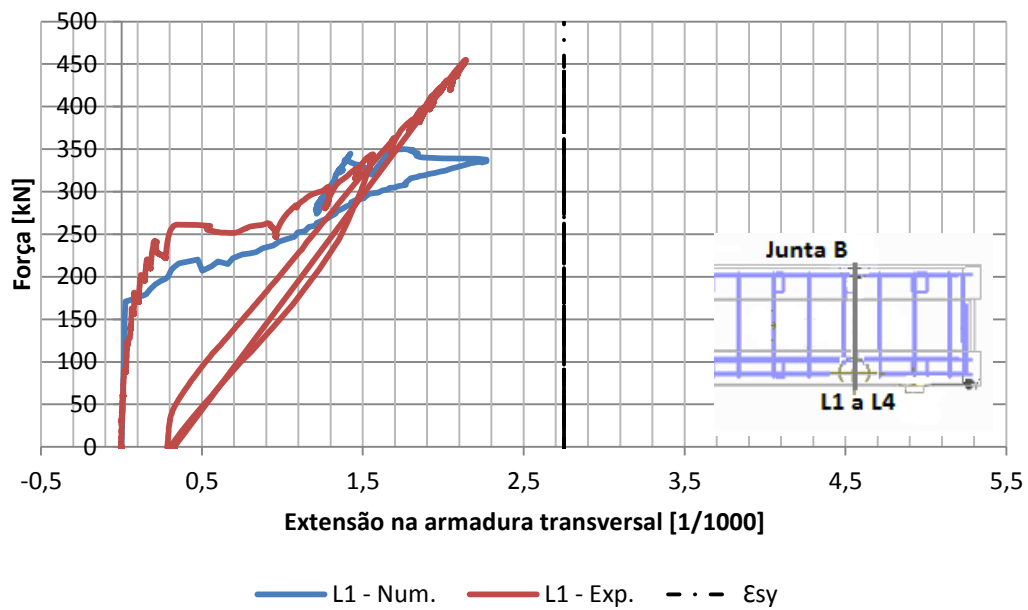


Figura A.2. 7: Extensões obtidas no extensômetro (L1) no modelo numérico e experimental

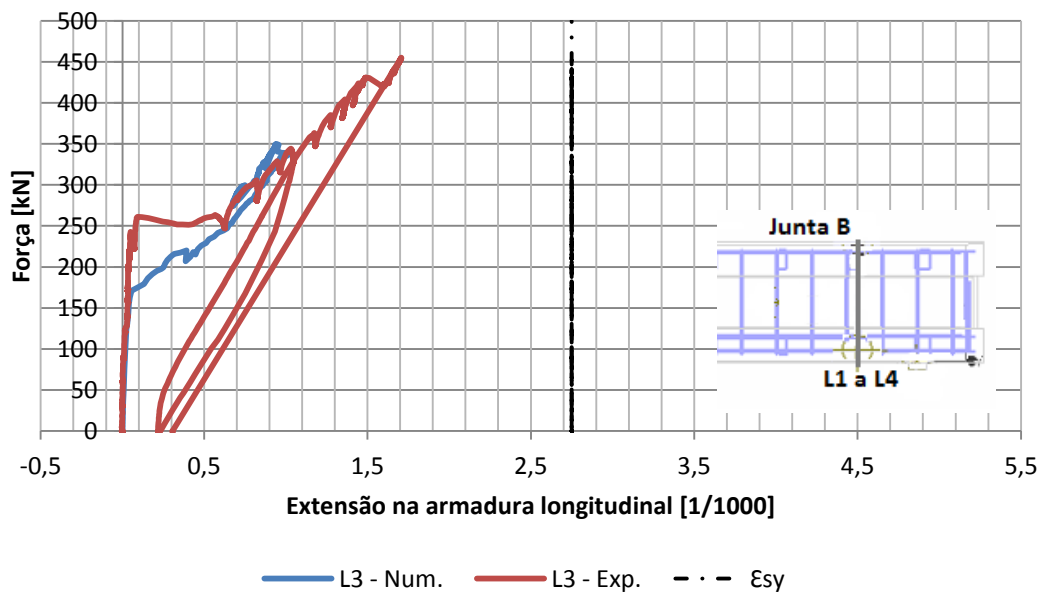


Figura A.2. 8: Extensões obtidas no extensômetro (L3) no modelo numérico e experimental

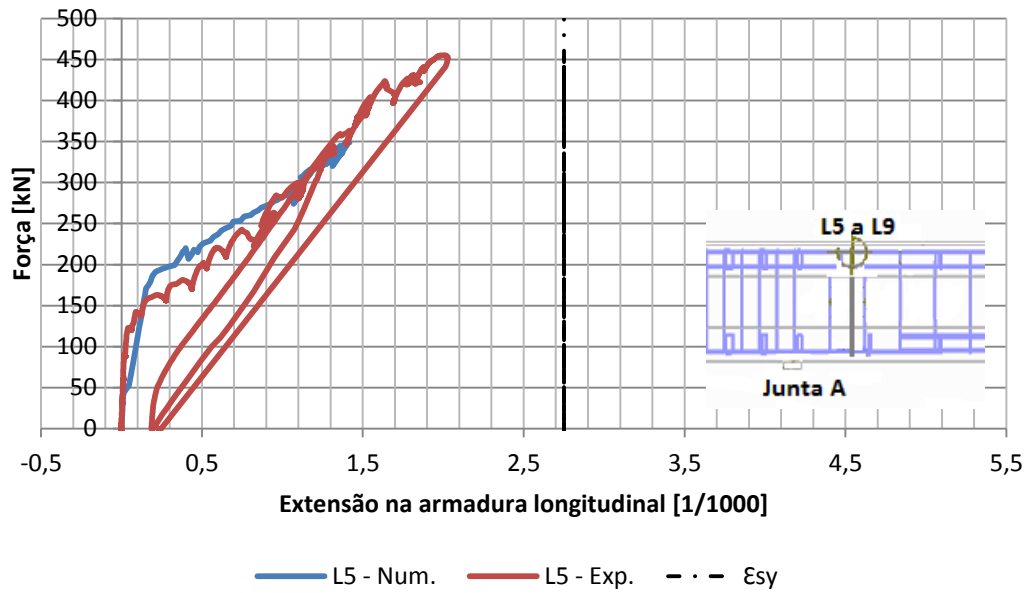


Figura A.2. 9: Extensões obtidas no extensômetro (L5) no modelo numérico e experimental

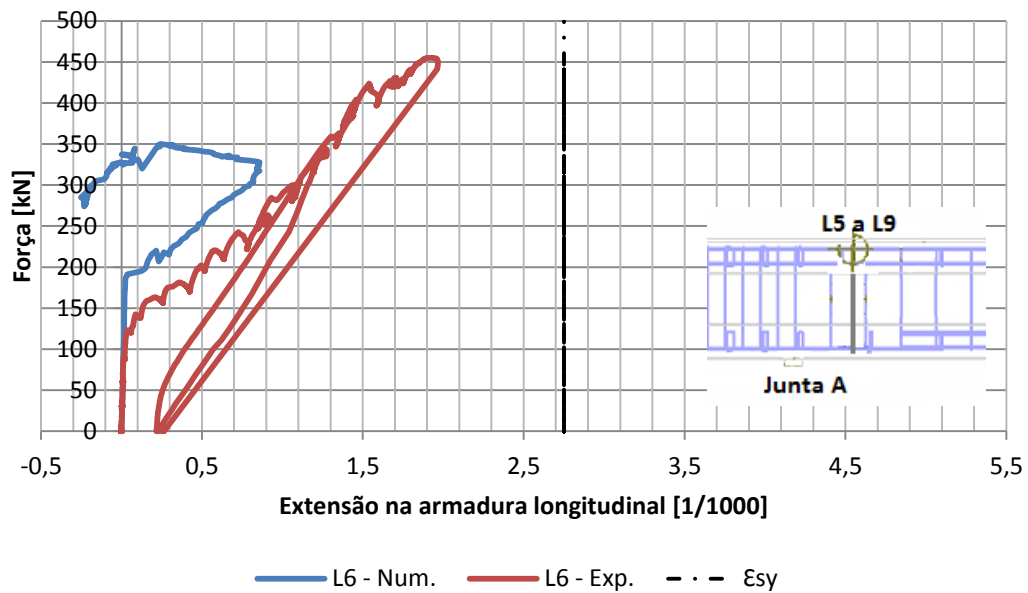
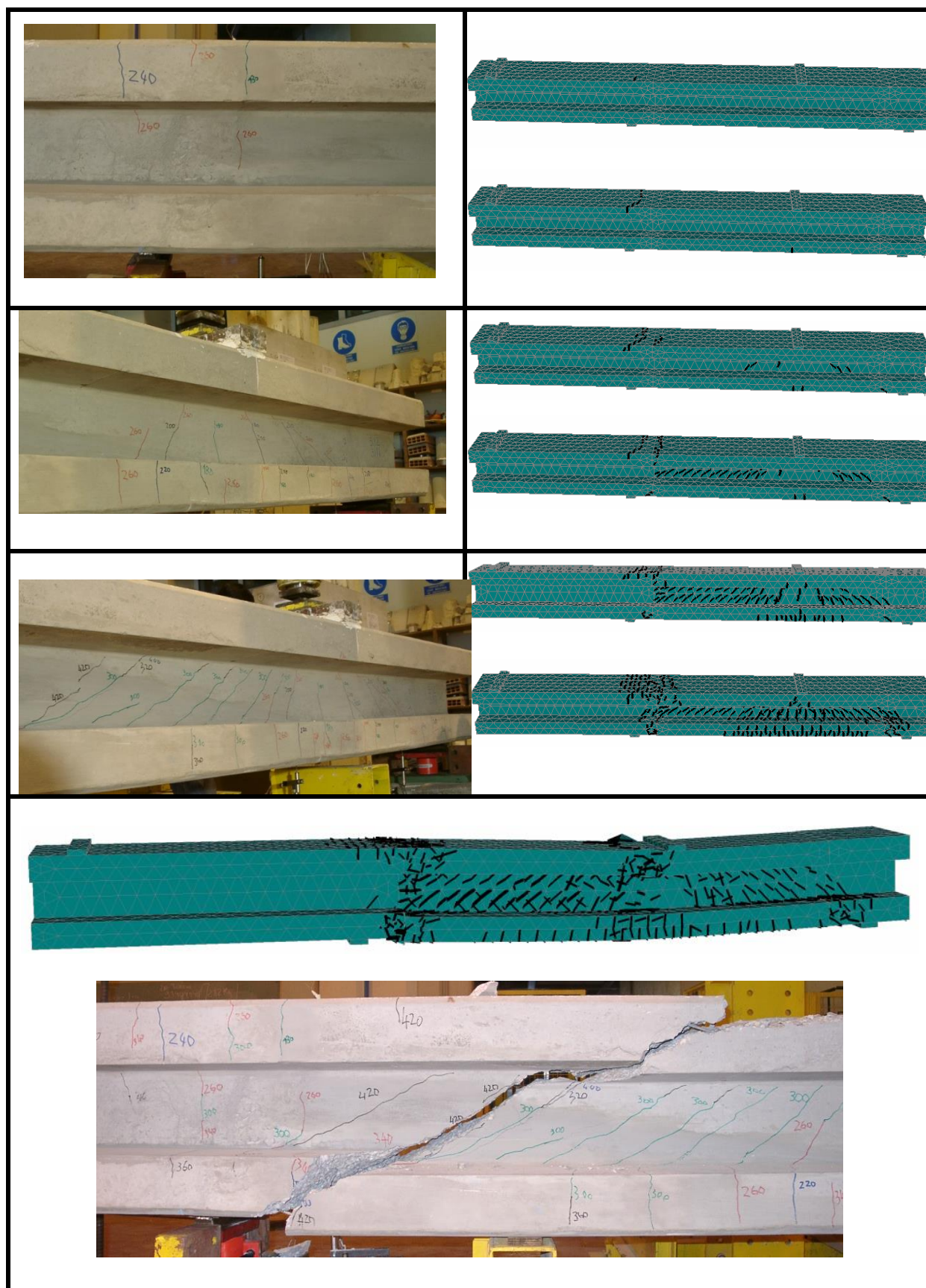


Figura A.2. 10: Extensões obtidas no extensômetro (L6) no modelo numérico e experimental

Figura A.2. 11: Evolução das fendas no modelo experimental e numérico na viga V1p



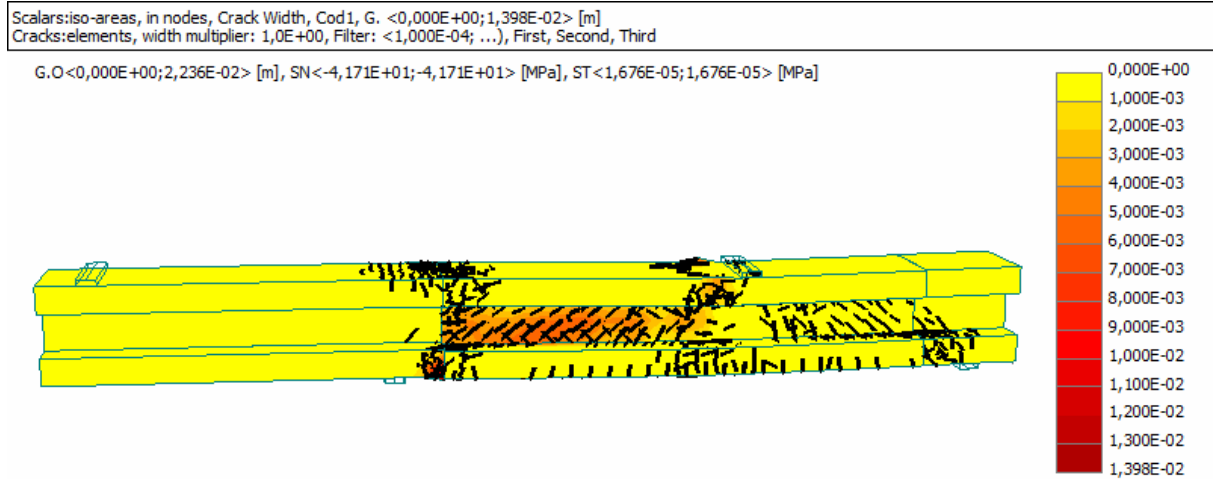


Figura A.2. 12: Modo de rotura/ largura das fendas na viga V1p

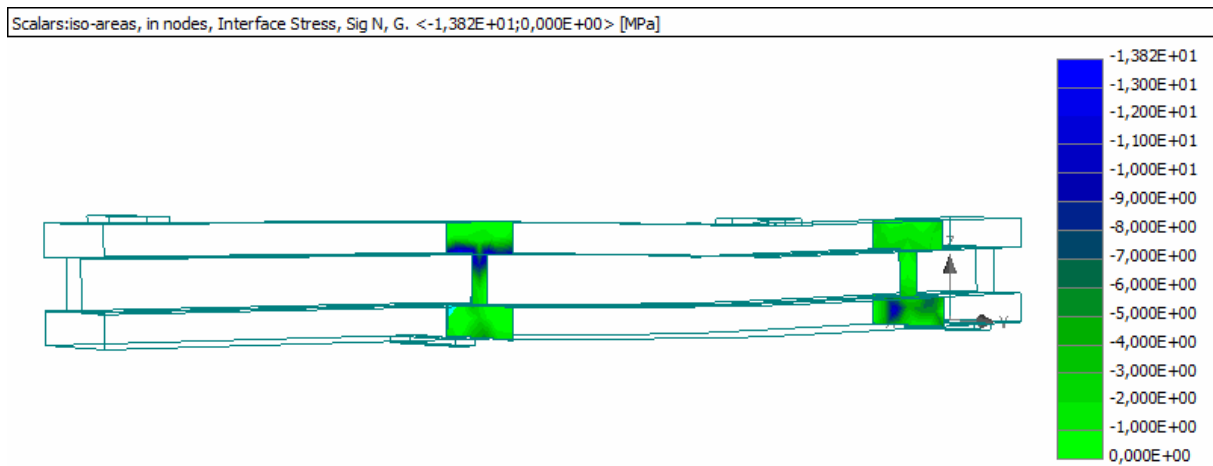


Figura A.2. 13: Tensões normais as interfaces da viga V1p

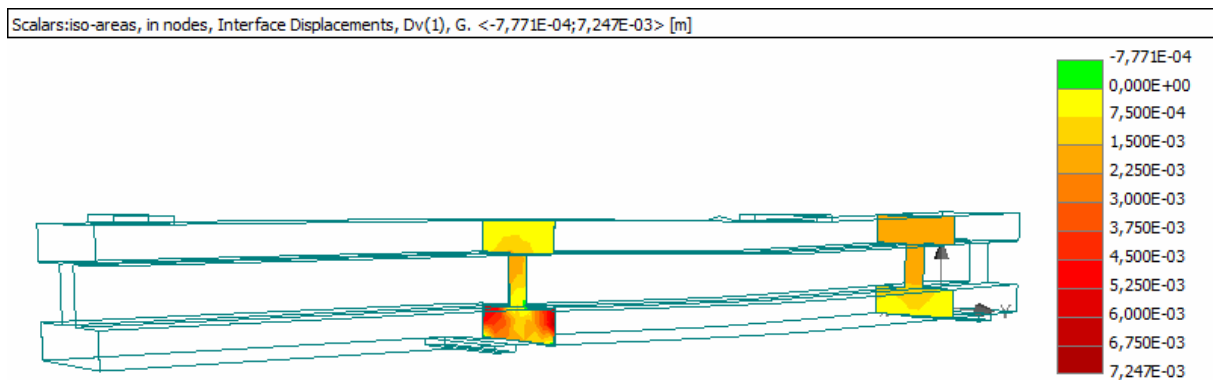


Figura A.2. 14: Deslocamento nas juntas de interface da viga V1p

### A.3 Resultados da Viga V2ref

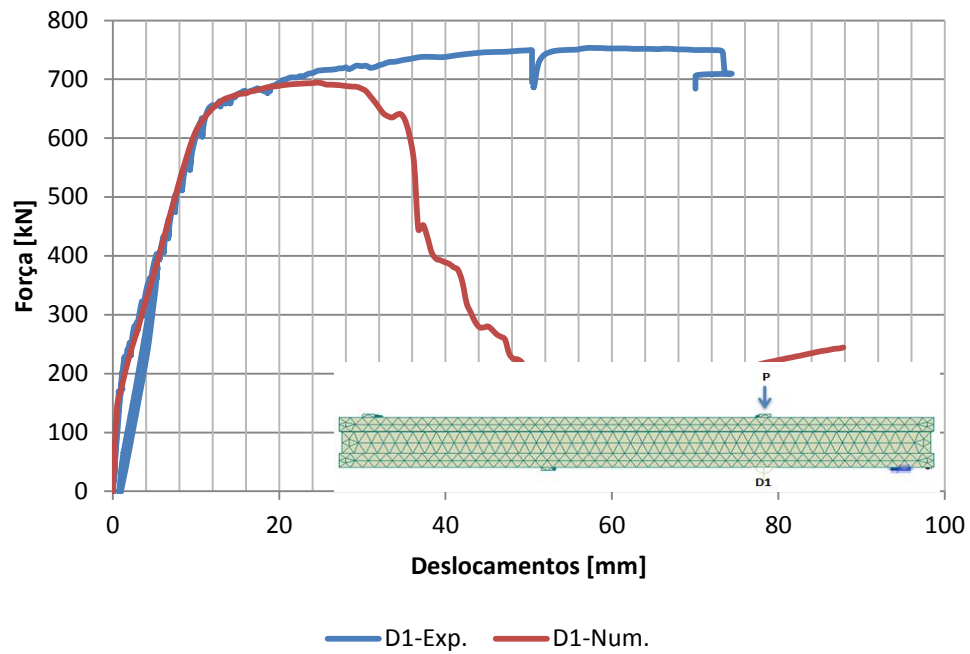


Figura A.3. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V2ref (modelo numérico e experimental)

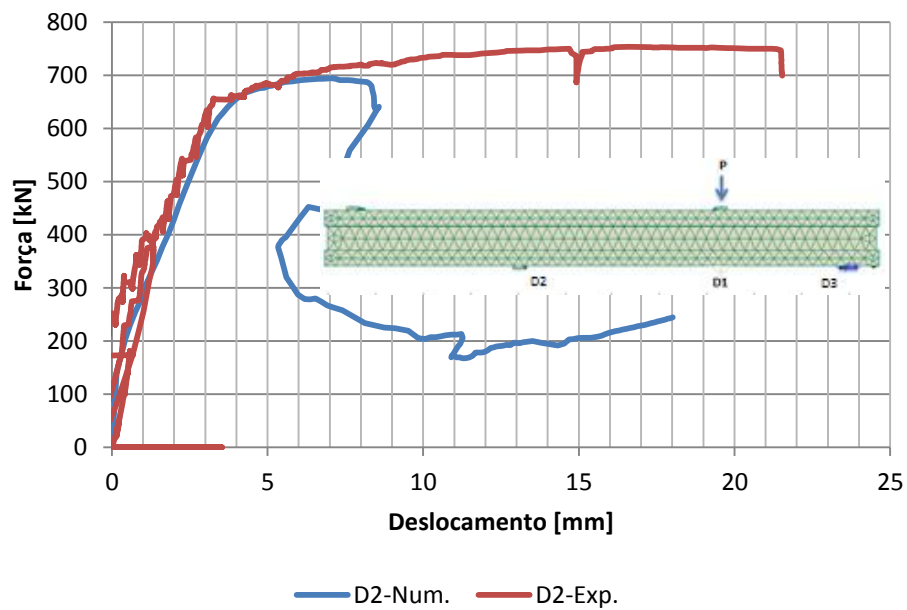


Figura A.3. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V2ref (modelo numérico e experimental)

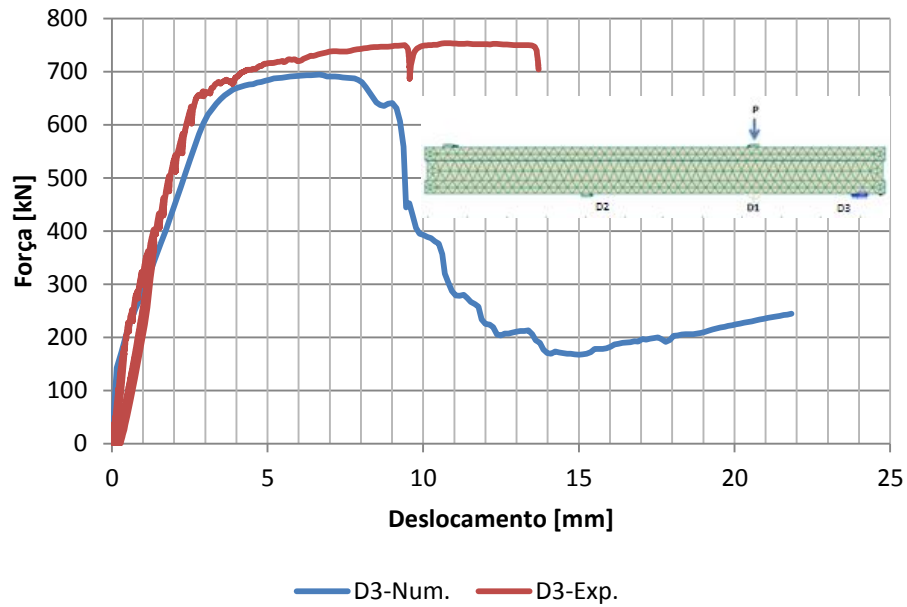


Figura A.3. 3: Diagrama Força – Deformação (D3) para a viga V2ref (modelo numérico e experimental)

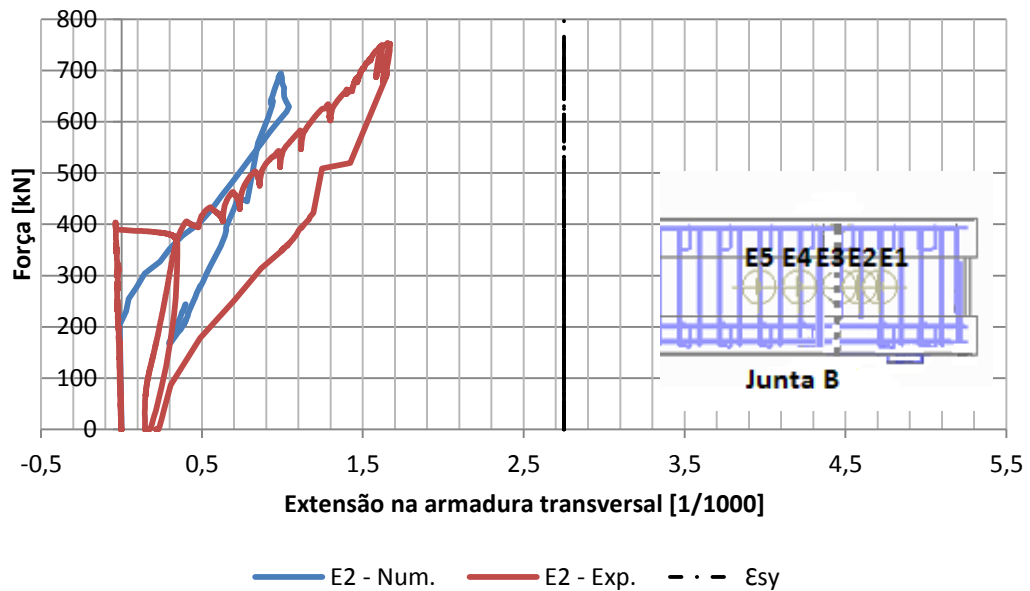


Figura A.3. 4: Extensões obtidas no extensômetro (E2) no modelo numérico e experimental

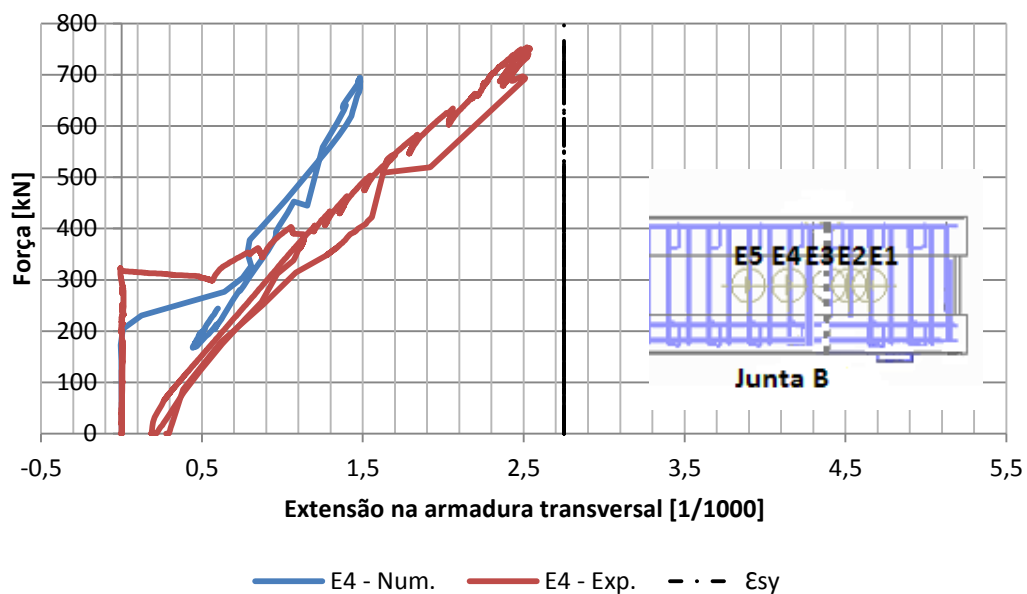


Figura A.3. 5: Extensões obtidas no extensômetro (E4) no modelo numérico e experimental

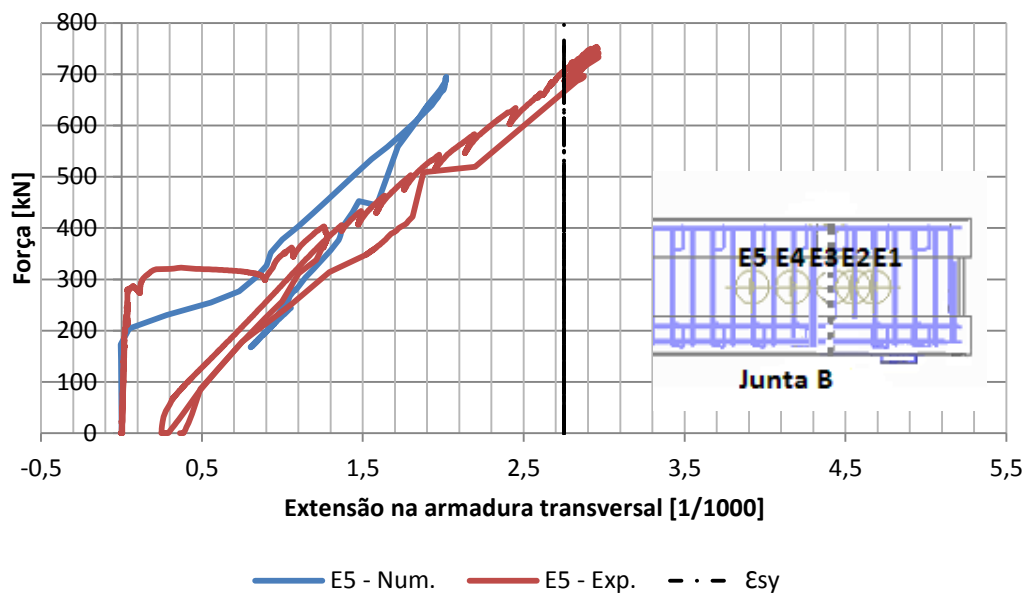


Figura A.3. 6: Extensões obtidas no extensômetro (E5) no modelo numérico e experimental



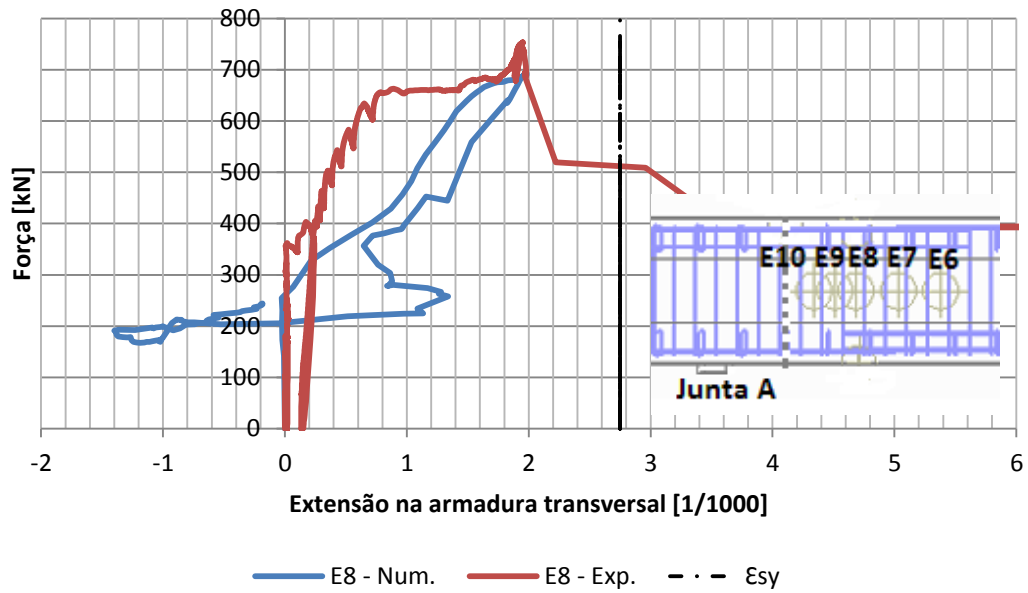


Figura A.3. 7: Extensões obtidas no extensômetro (E8) no modelo numérico e experimental

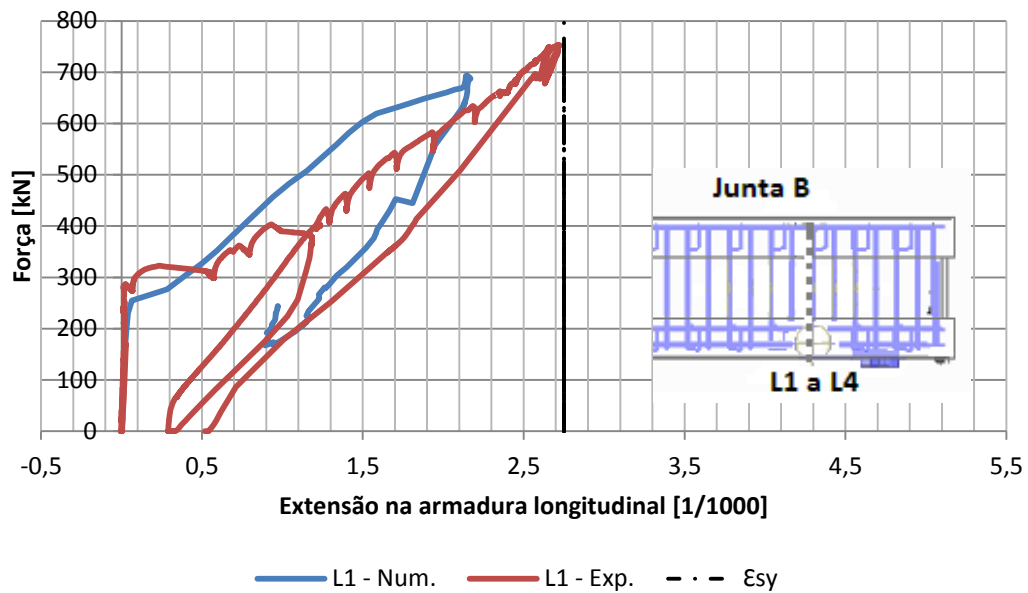


Figura A.3. 8: Extensões obtidas no extensômetro (L1) no modelo numérico e experimental

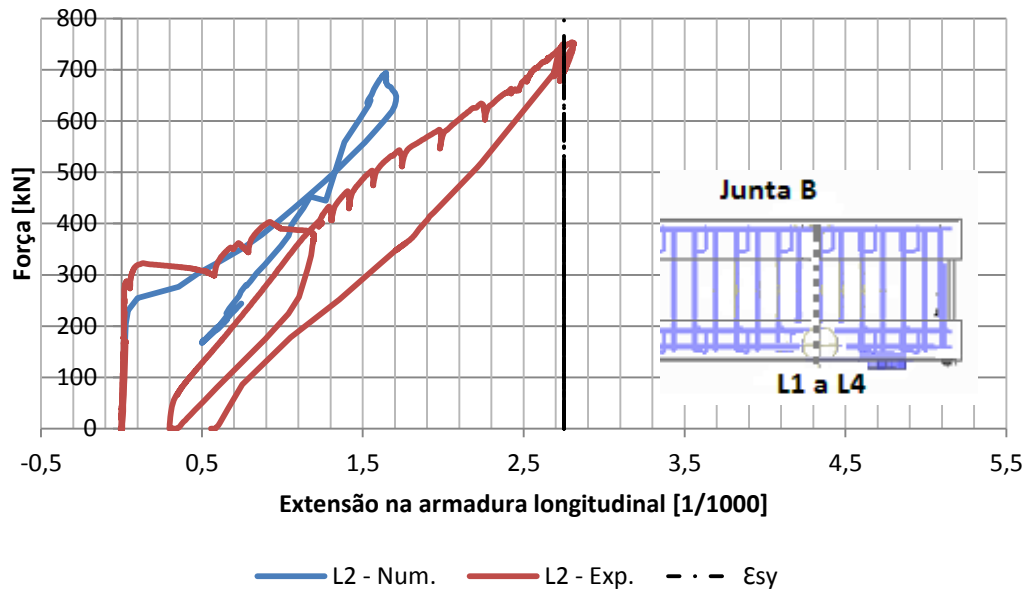


Figura A.3. 9: Extensões obtidas no extensômetro (L2) no modelo numérico e experimental

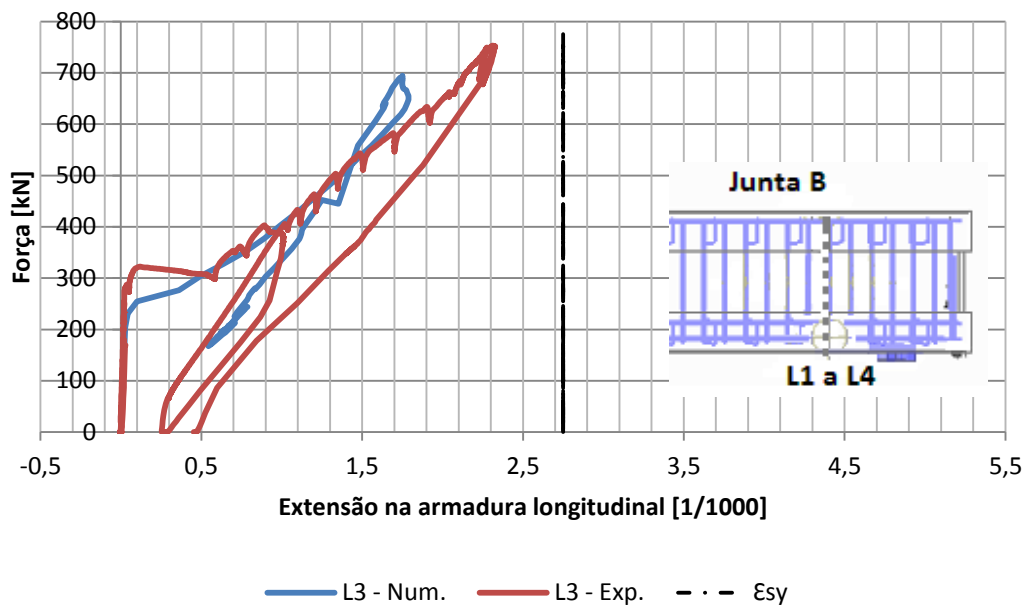


Figura A.3. 10: Extensões obtidas no extensômetro (L3) no modelo numérico e experimental

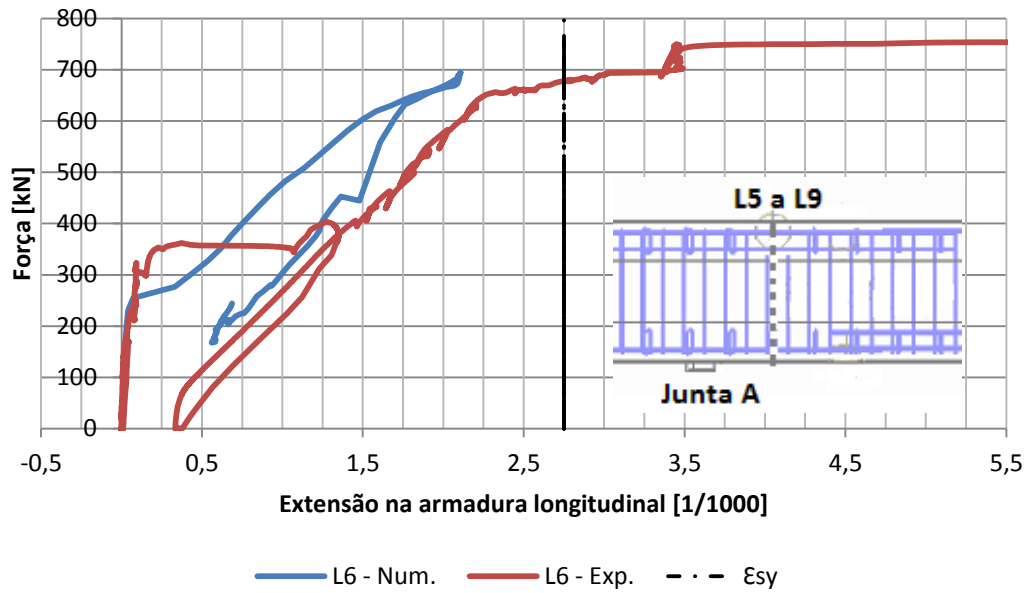


Figura A.3. 11: Extensões obtidas no extensômetro (L6) no modelo numérico e experimental

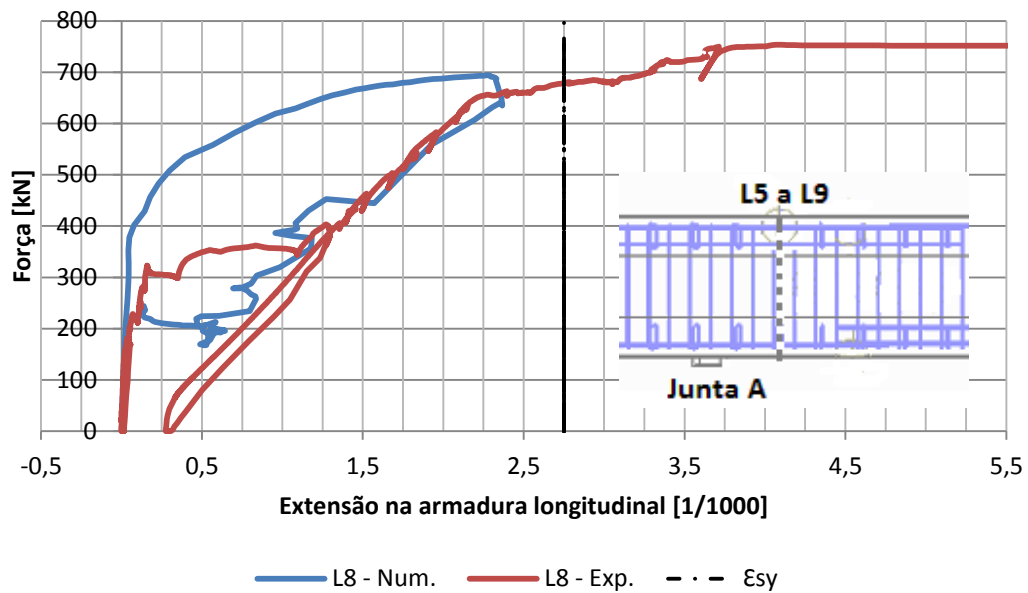
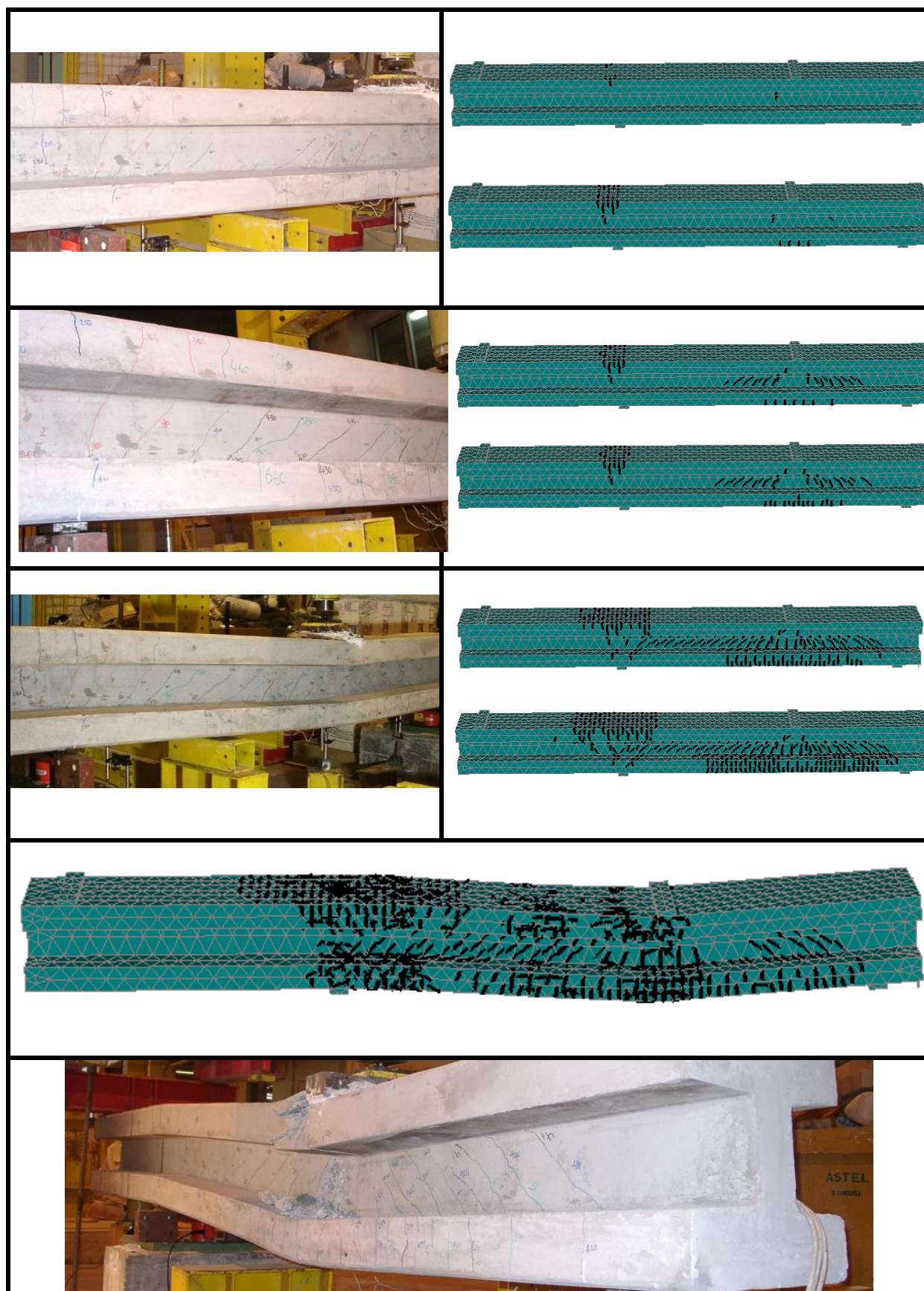


Figura A.3. 12: Extensões obtidas no extensômetro (L8) no modelo numérico e experimental

Figura A.3. 13: Evolução do padrão de fendilhação na viga V2ref



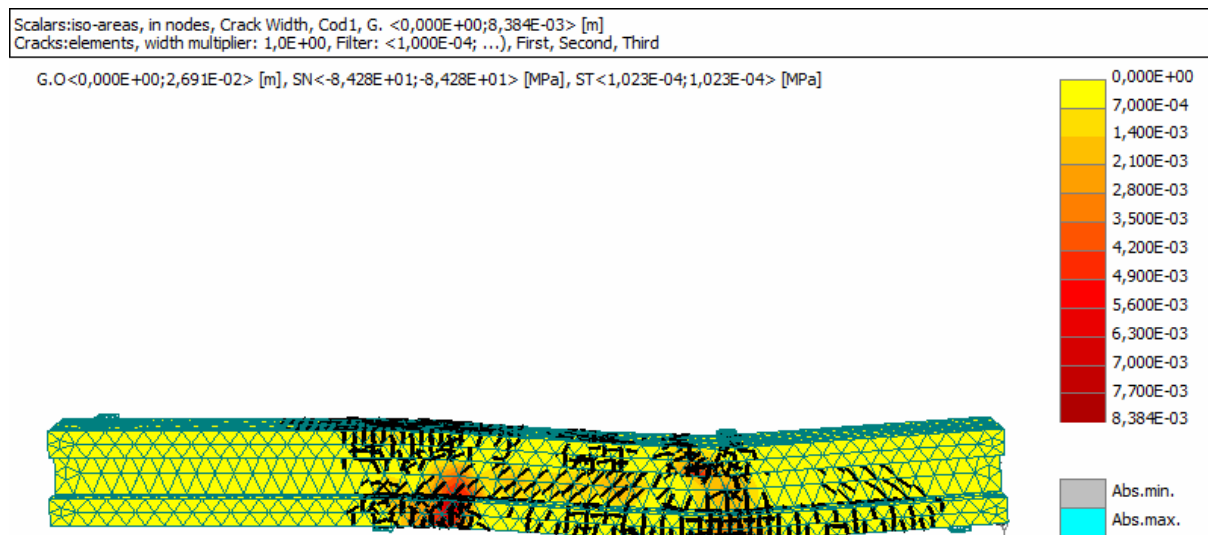


Figura A.3. 14: Modo de rotura/ Local de formação das rótulas plásticas na viga V2ref

#### A.4 Resultados da Viga V2p

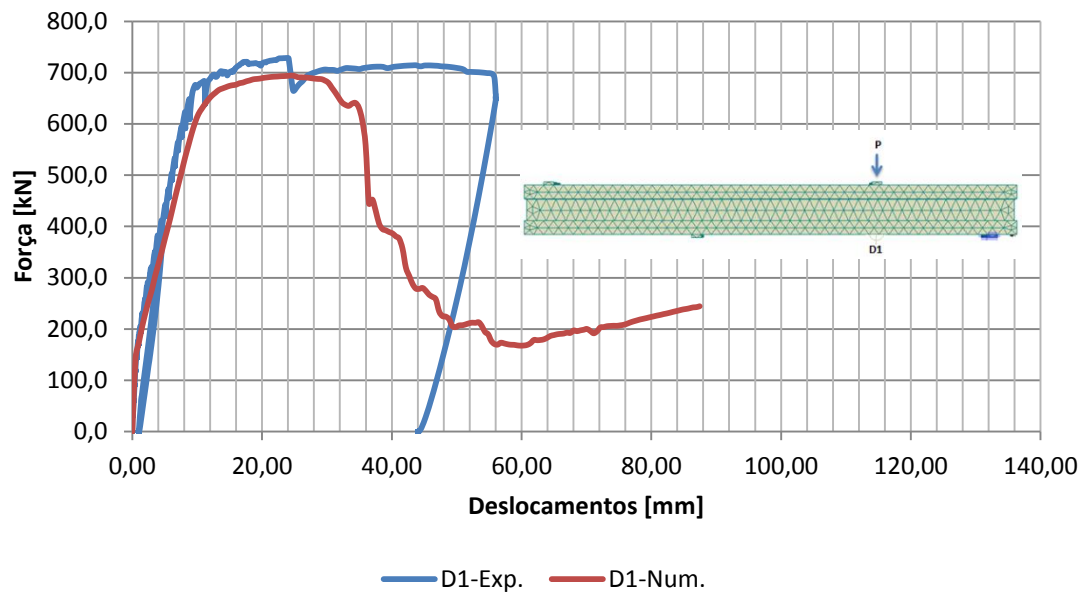


Figura A.4. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V2p (modelo numérico e experimental)

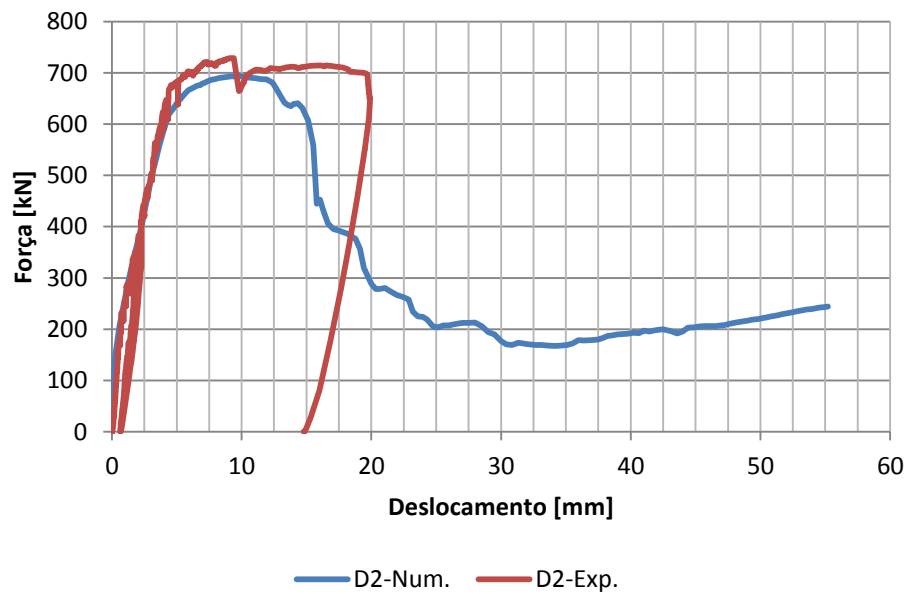


Figura A.4. 2: Diagrama Força – Deformação (D2) para a viga V2p (modelo numérico e experimental)

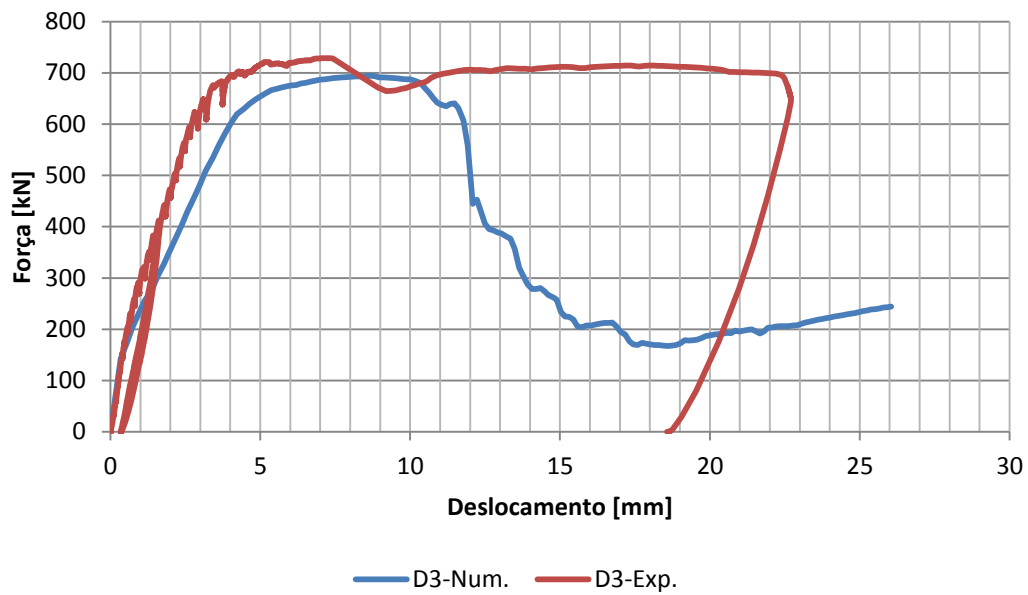


Figura A.4. 3: Diagrama Força – Deformação (D3) para a viga V2p (modelo numérico e experimental)

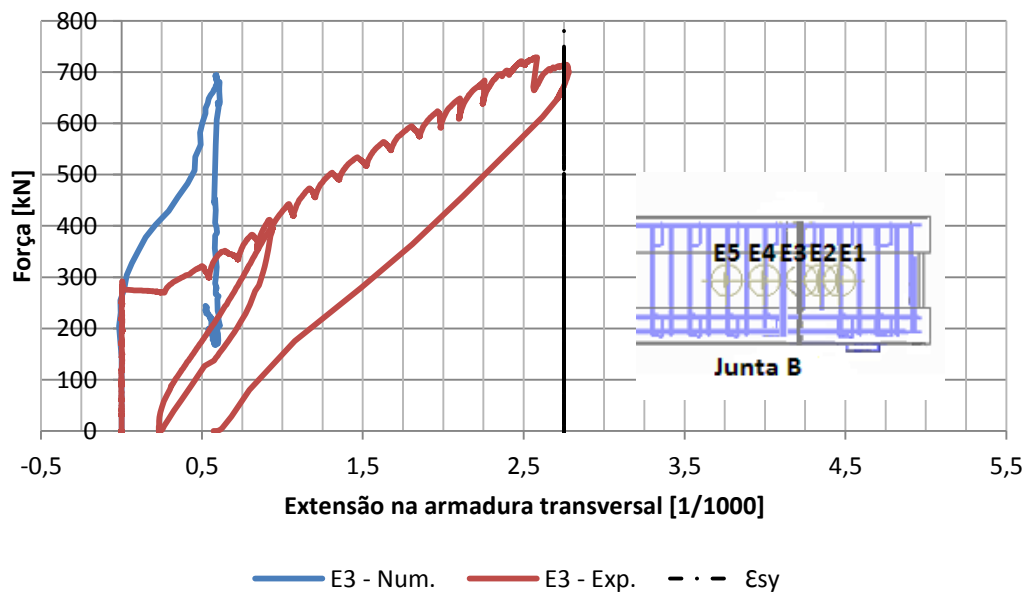


Figura A.4. 4: Extensões obtidas no extensômetro (E3) no modelo numérico e experimental

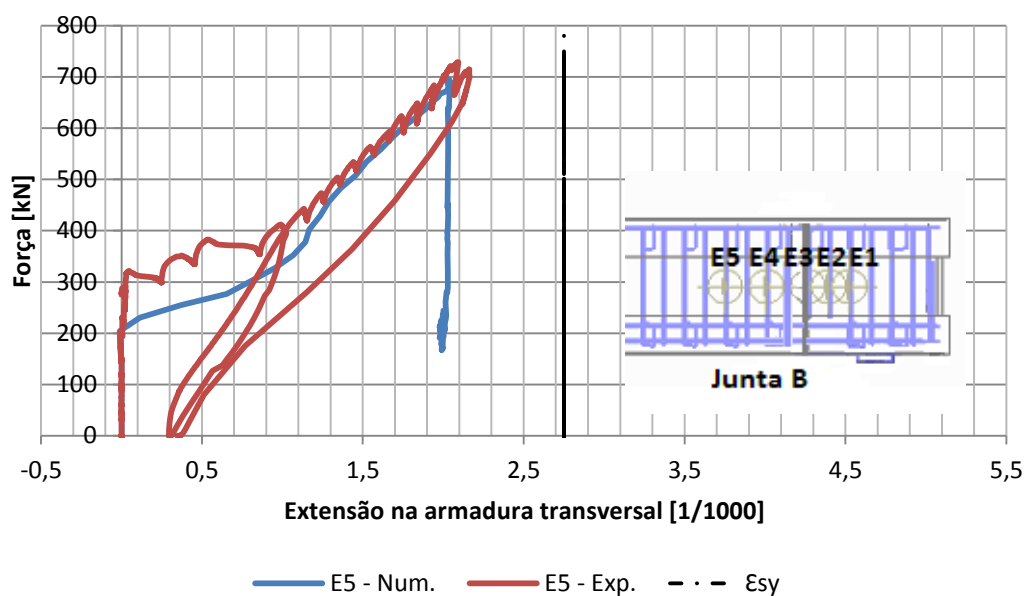


Figura A.4. 5: Extensões obtidas no extensômetro (E5) no modelo numérico e experimental

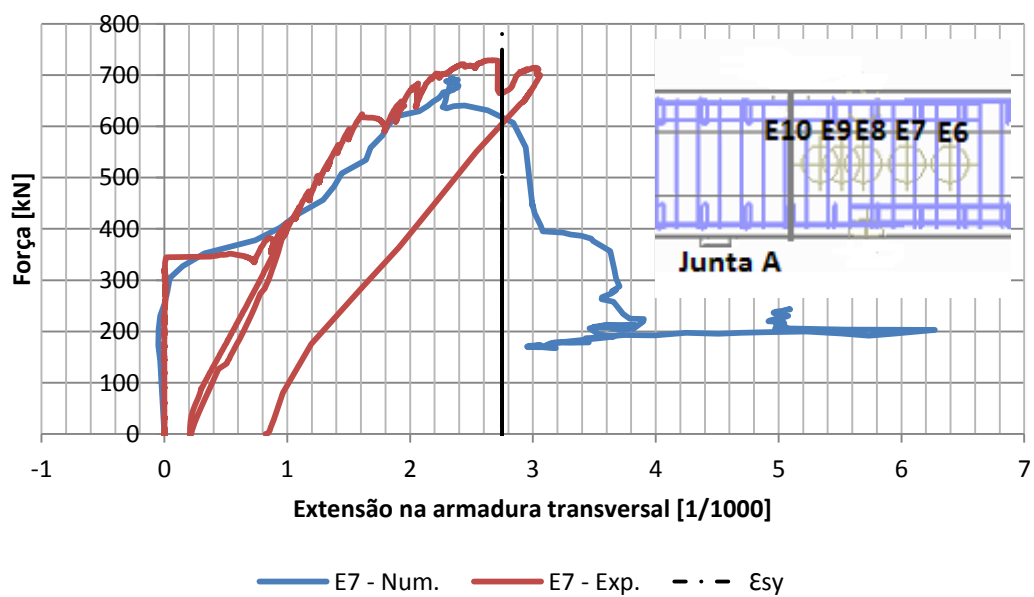


Figura A.4. 6: Extensões obtidas no extensômetro (E7) no modelo numérico e experimental



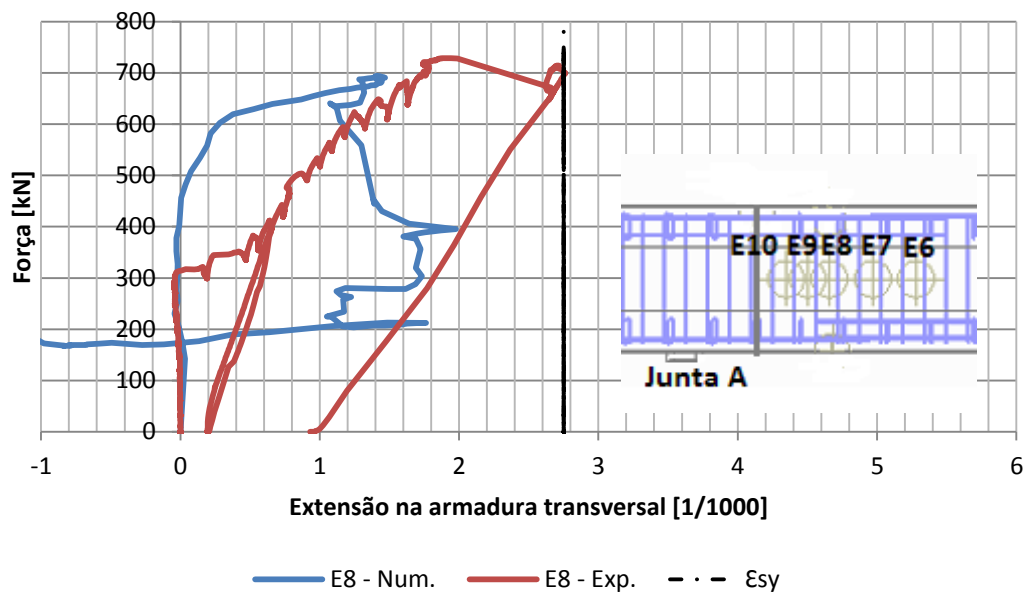


Figura A.4. 7: Extensões obtidas no extensômetro (E8) no modelo numérico e experimental

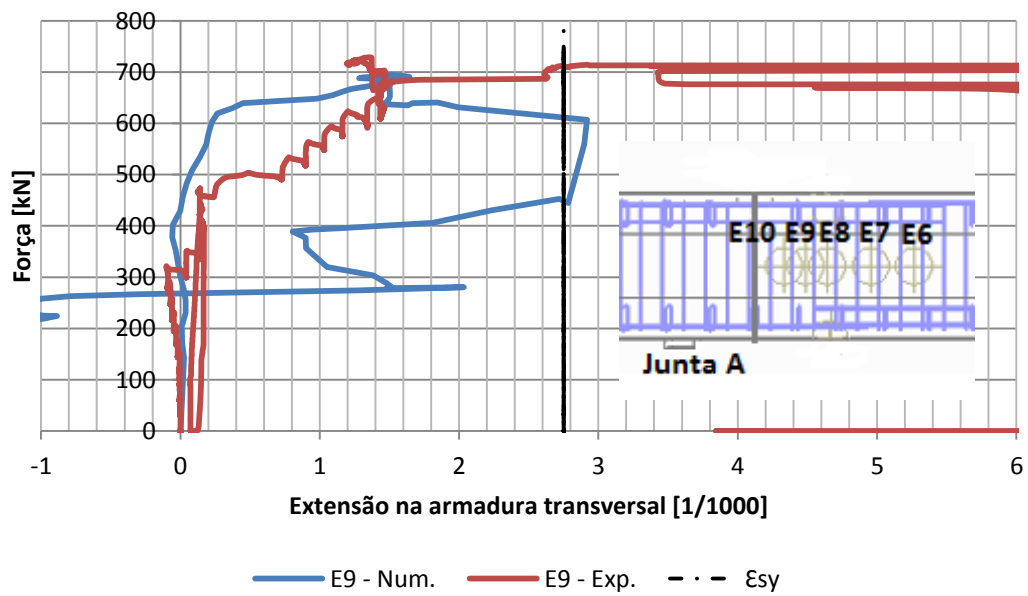


Figura A.4. 8: Extensões obtidas no extensômetro (E9) no modelo numérico e experimental

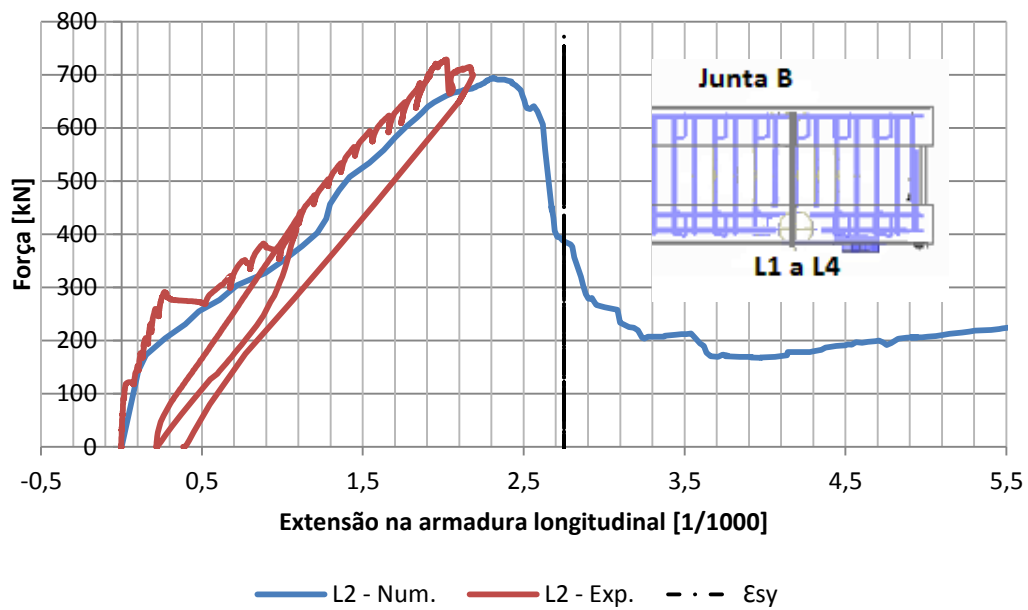


Figura A.4. 9: Extensões obtidas no extensômetro (L2) no modelo numérico e experimental

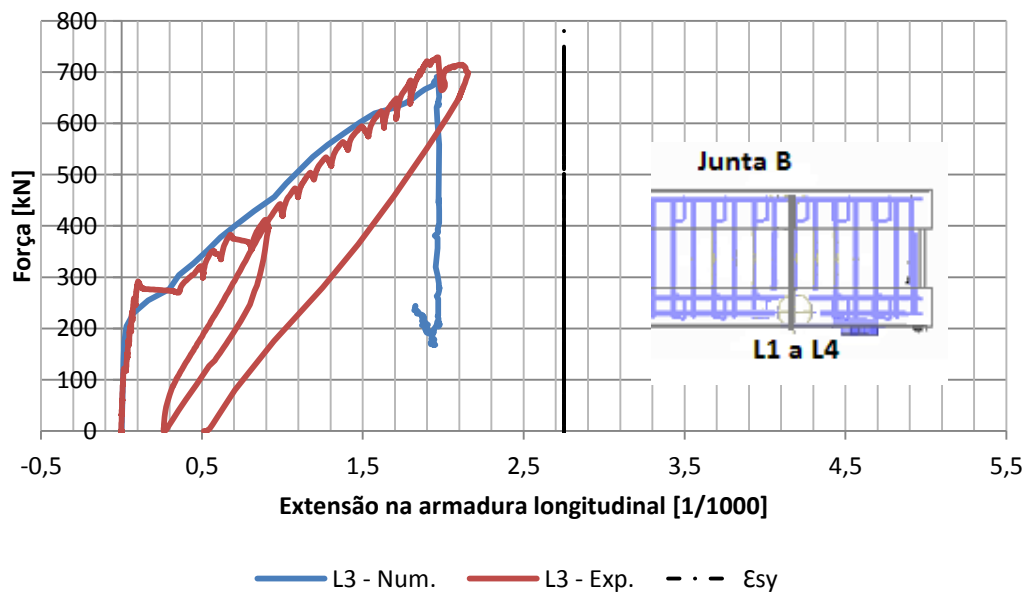


Figura A.4. 10: Extensões obtidas no extensômetro (L3) no modelo numérico e experimental

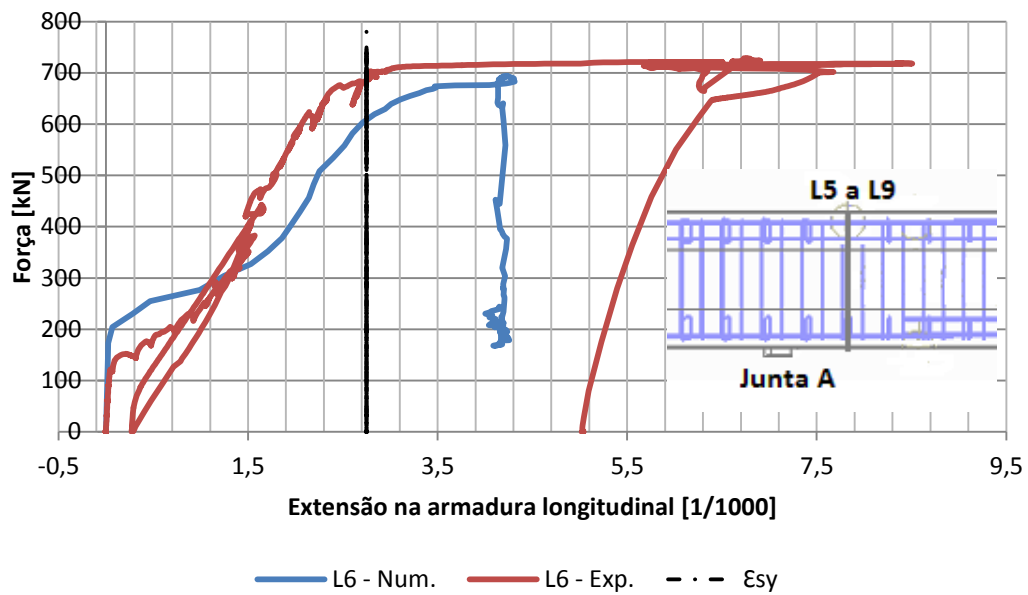


Figura A.4. 11: Extensões obtidas no extensômetro (L6) no modelo numérico e experimental

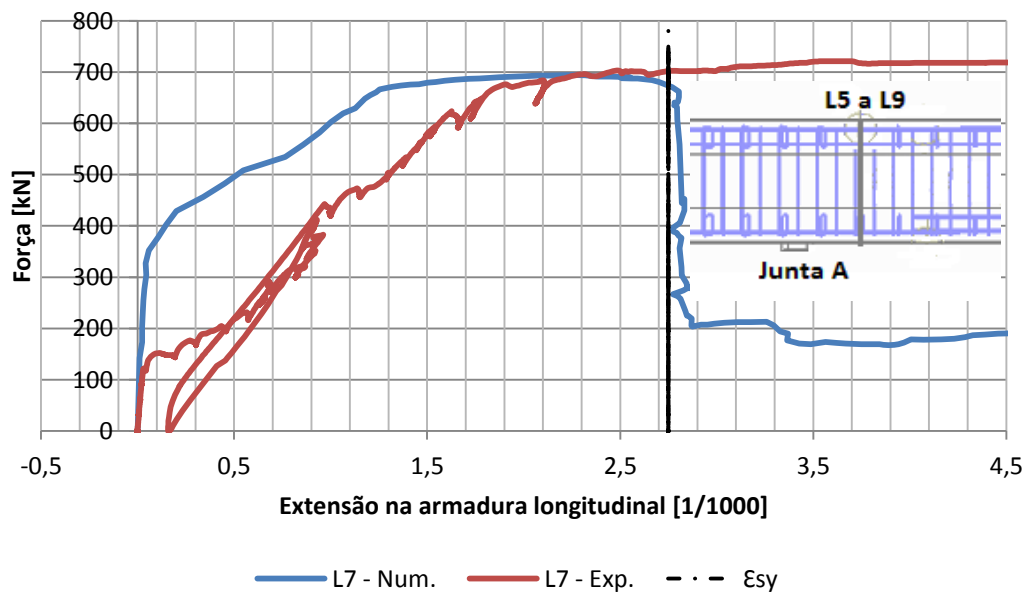


Figura A.4. 12: Extensões obtidas no extensômetro (L7) no modelo numérico e experimental

Figura A.4. 13: Evolução do padrão de fendilhação da viga V2p



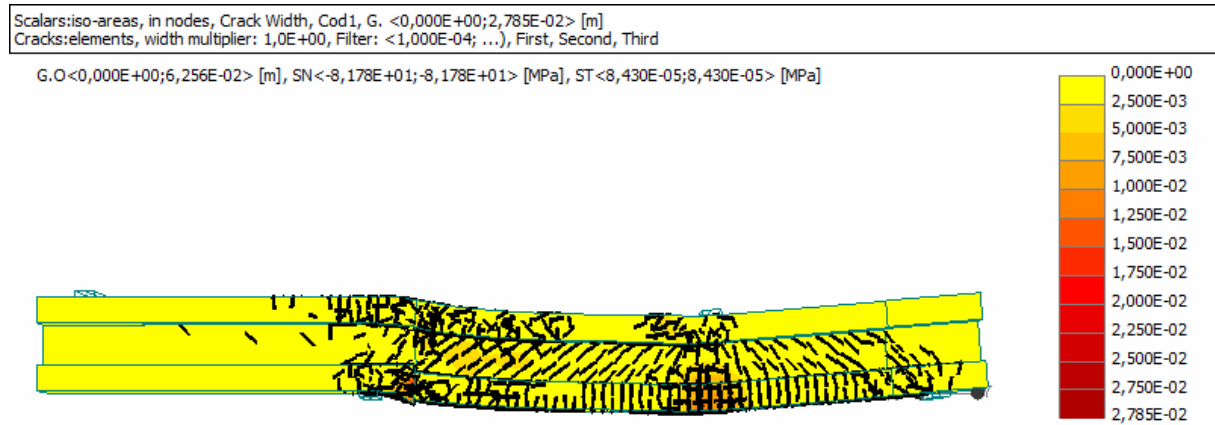


Figura A.4. 14: Largura das fendas na viga V2p

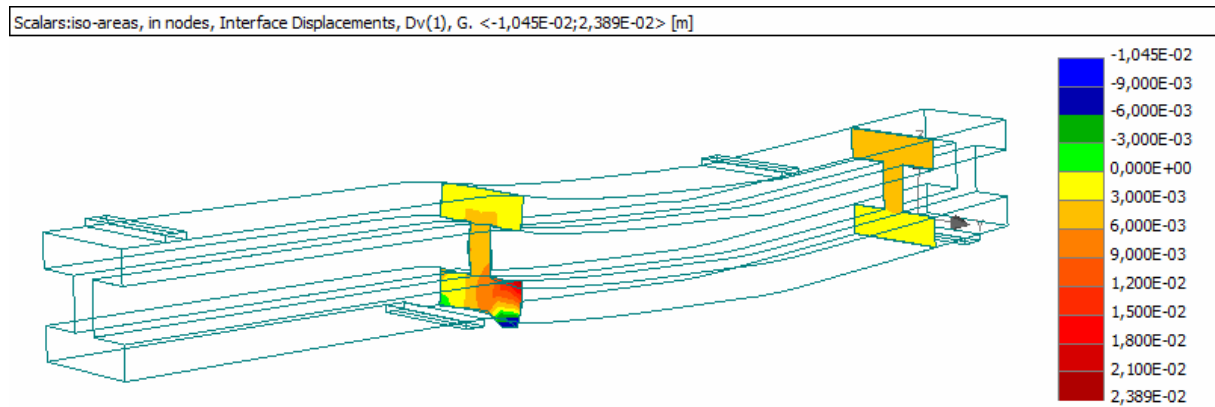


Figura A.4. 15: Deslocamento nas interfaces da viga V2p



## **APÊNDICE B**

Neste documento apresenta-se os resultados alcançados nos pontos de monitoramentos (2ª fase de ensaios)

## B.1 Resultados da Viga V1

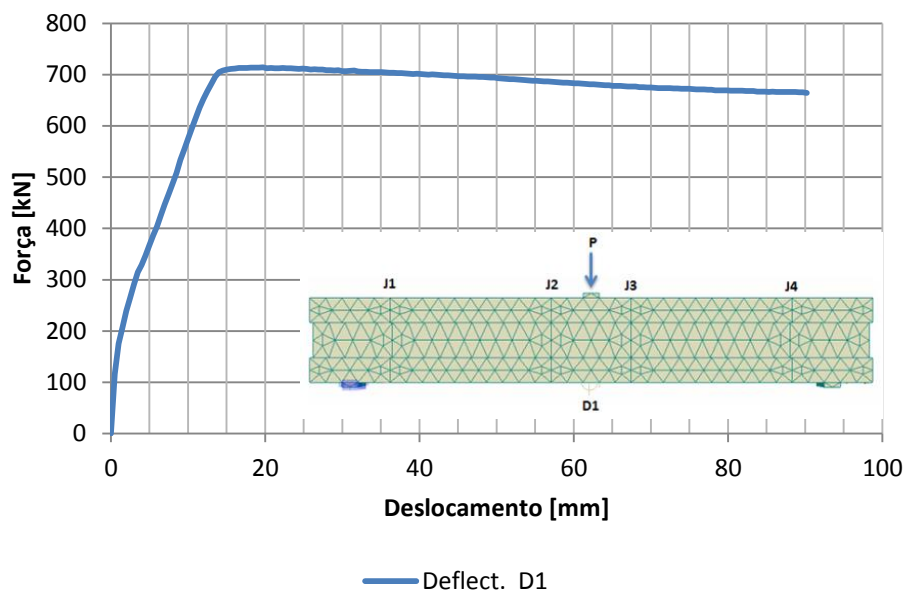


Figura B.1. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1 (modelo numérico)

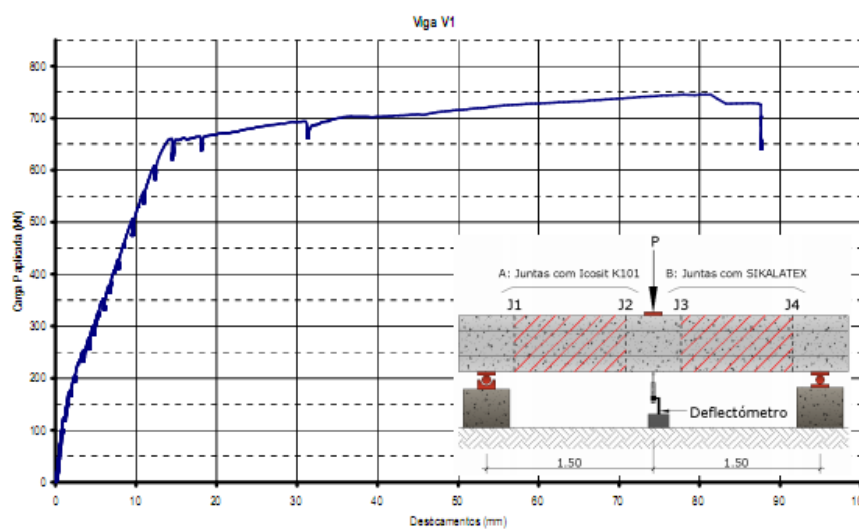


Figura B.1. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para a viga V1 (modelo experimental), extraído de Pacheco [27]



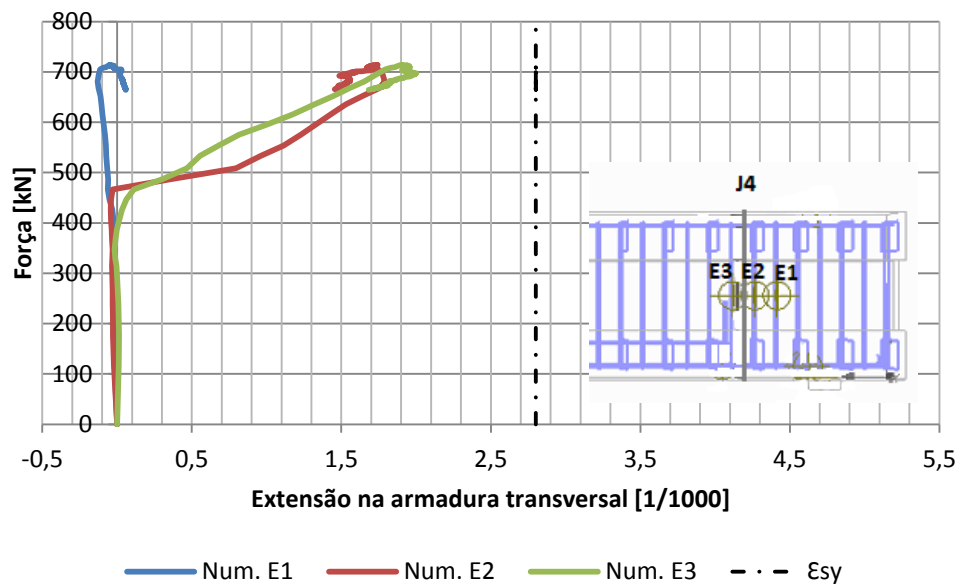


Figura B.1. 3: Extensões obtidas nos extensómetros (E1 a E3) no modelo numérico

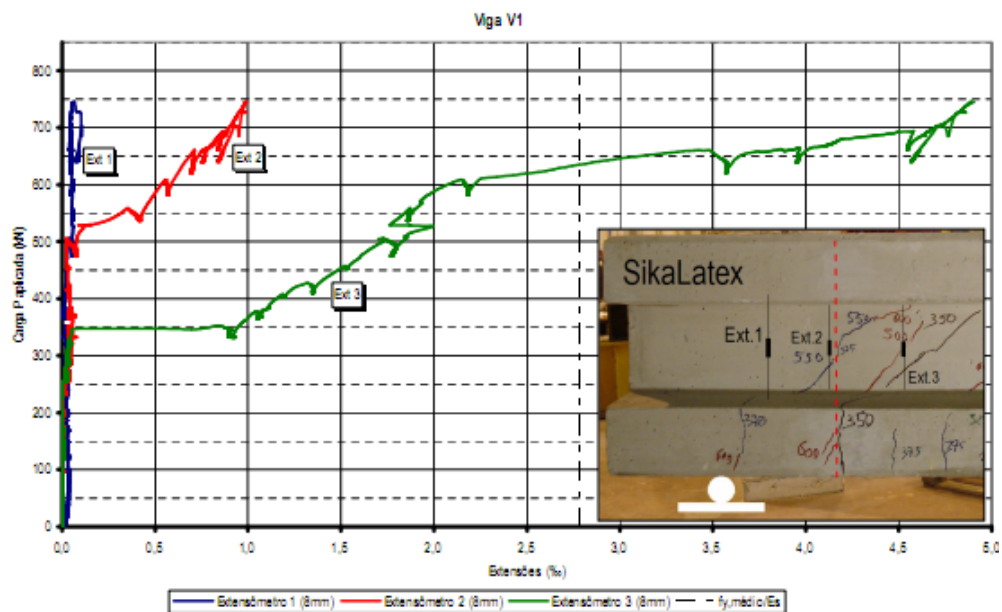


Figura B.1. 4: Extensões obtidas nos extensómetros (E1 a E3) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

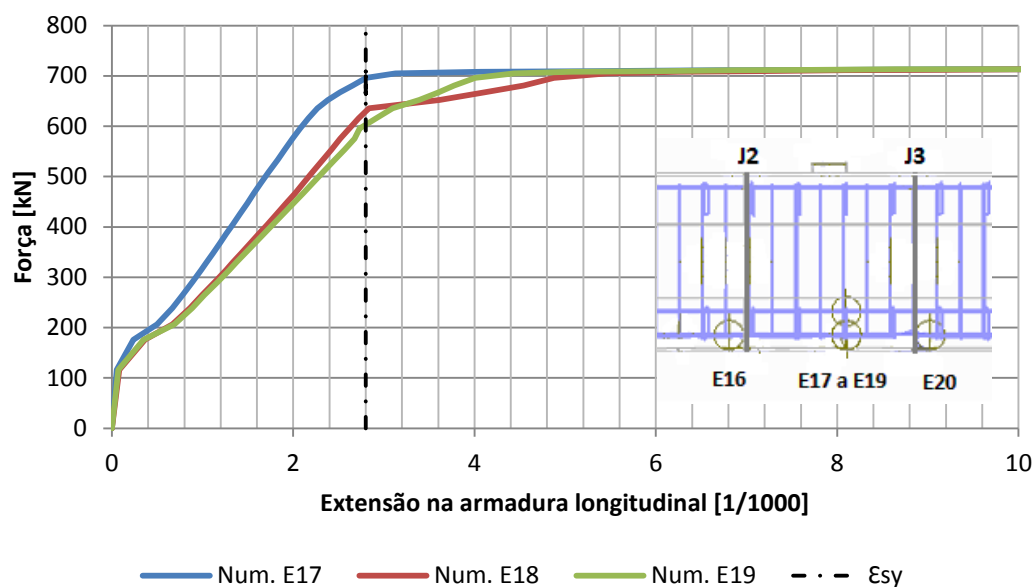


Figura B.1. 5: Extensão nas armaduras longitudinais, obtidas pelos extensômetros (E17 a E19) no modelo numérico

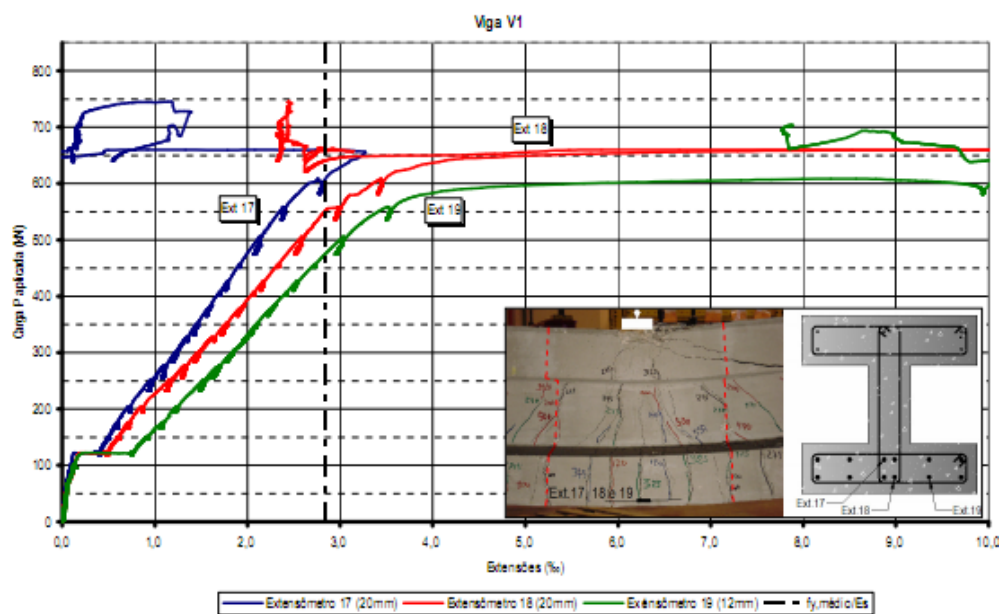


Figura B.1. 6: Extensões nas armaduras longitudinais, obtidas pelos extensômetros (E17 a E19) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

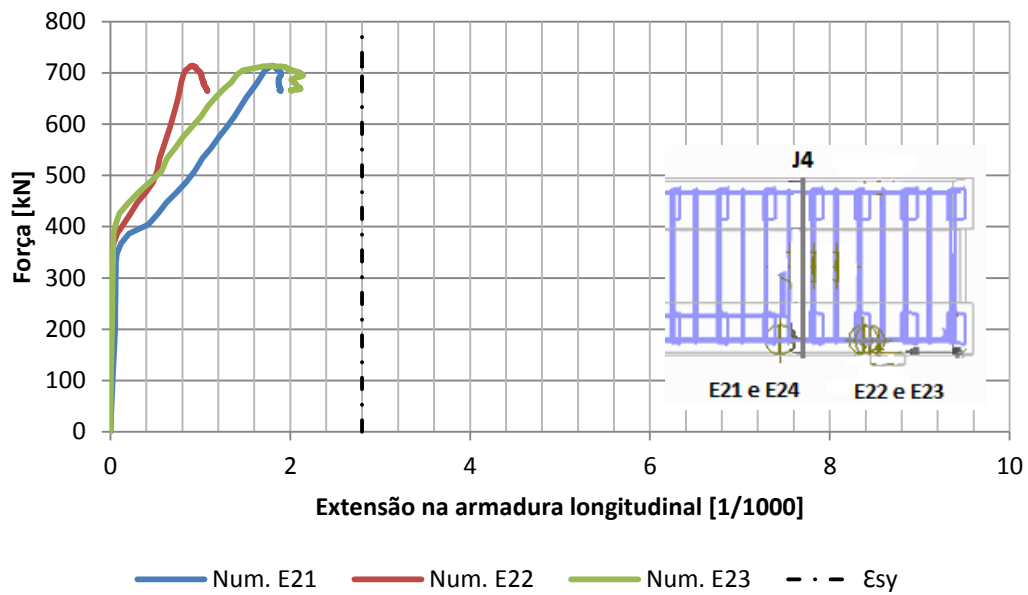


Figura B.1. 7: Extensões obtidas nos extensómetros (E21 a E23) no modelo numérico

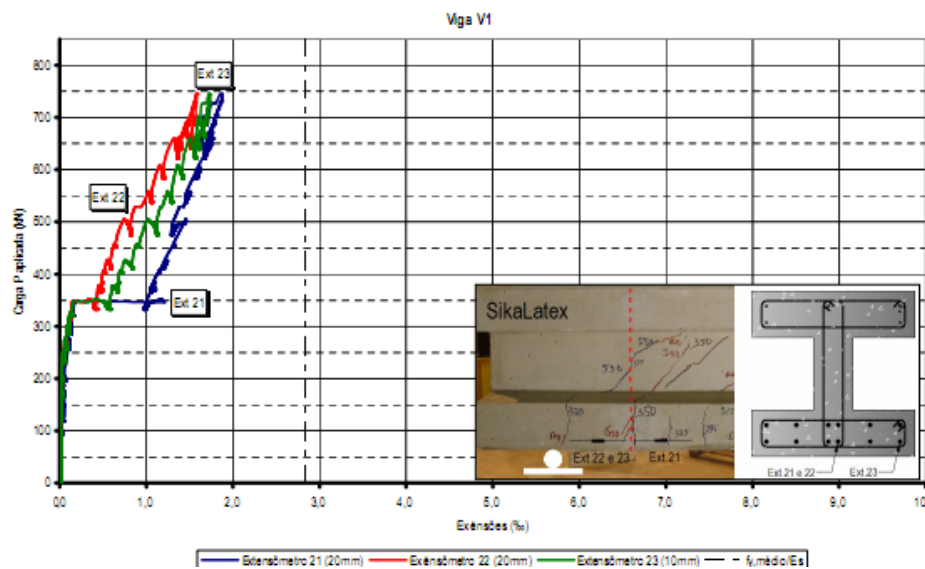
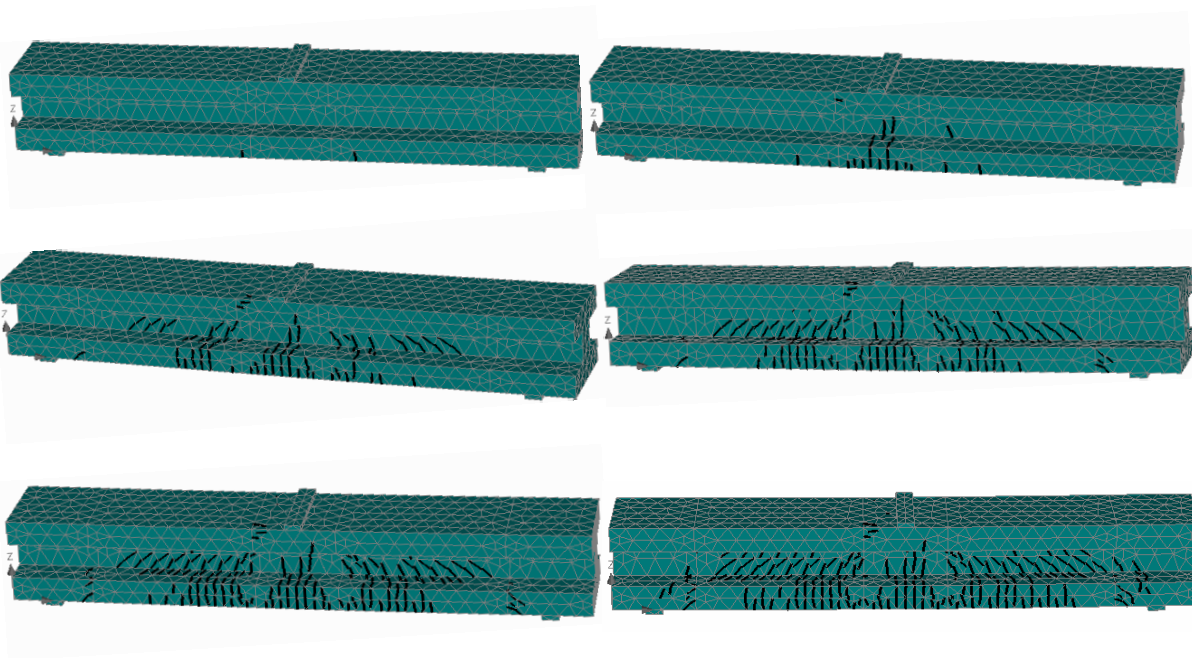


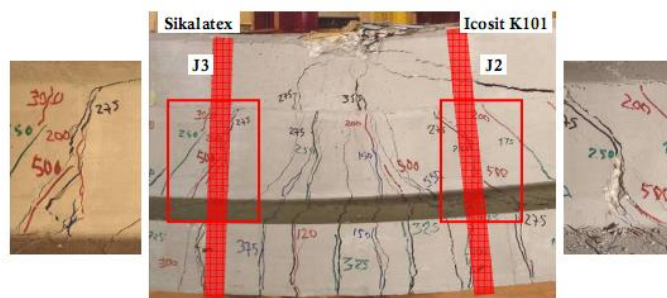
Figura B.1. 8: Extensões obtidas nos extensómetros (E21 a E23) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]



**Figura B.1. 9: Evolução do padrão de fendilhação da viga V1**



**Figura B.1. 10: Modo de rotura final da viga V1 (modelo numérico)**



**Figura B.1. 11: Modo de rotura final da viga V1 (modelo experimental), extraído de Pacheco [27]**

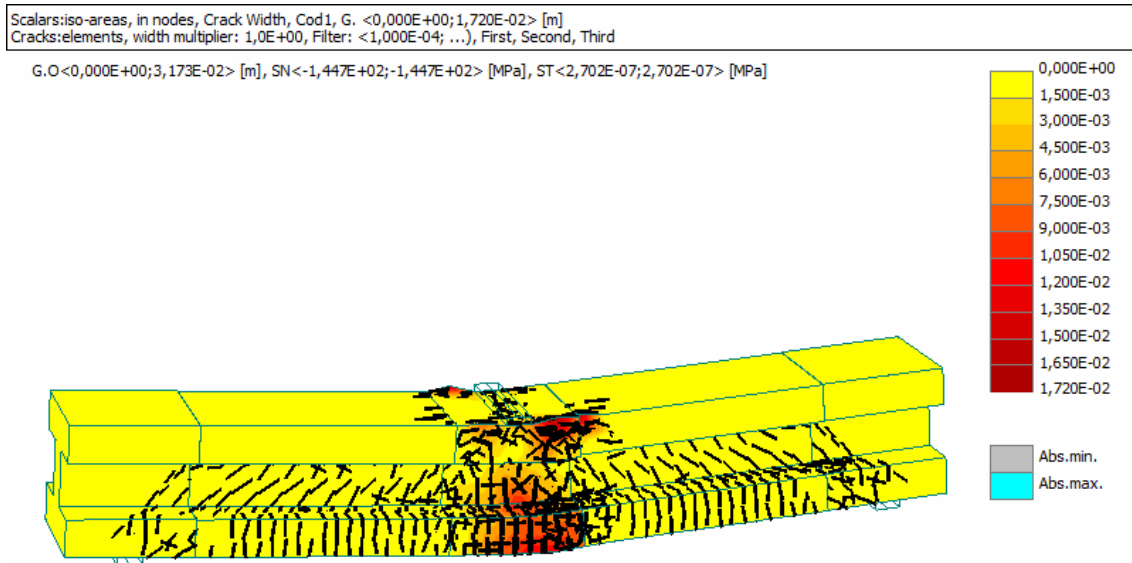


Figura B.1. 12: Modo de rotura/ largura das fendas na viga V1

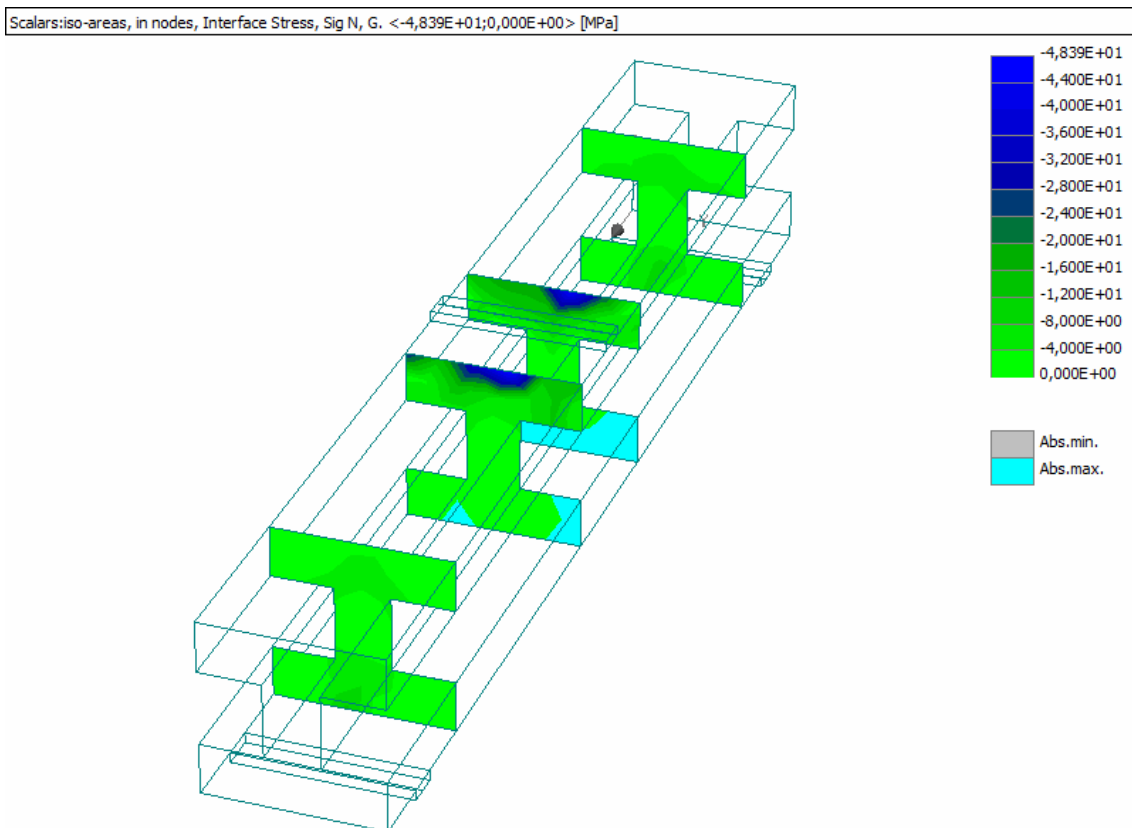


Figura B.1. 13: Tensões normais nas interfaces na viga V1

## B.2 Resultados da Viga V2

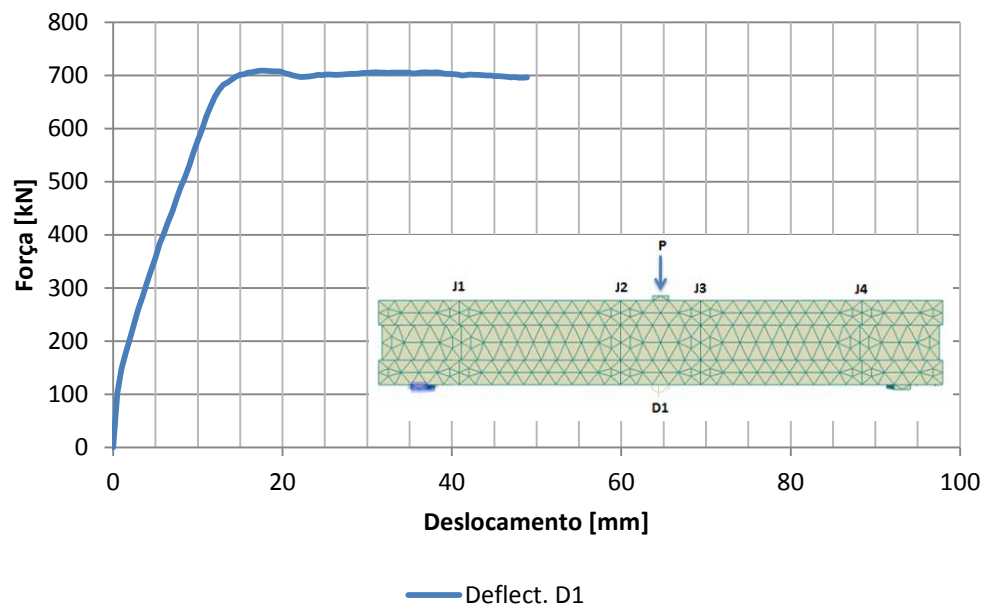


Figura B.2. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V2 (modelo numérico)

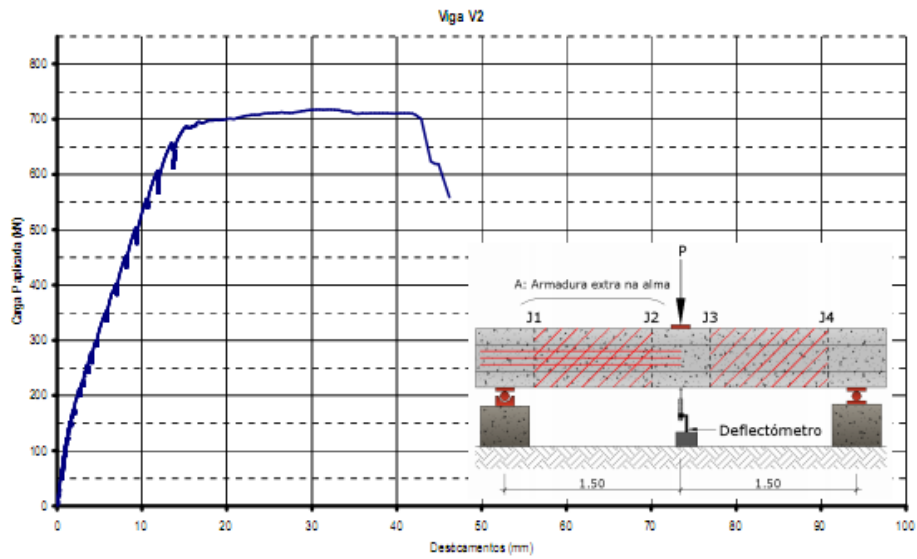


Figura B.2. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V2 (modelo experimental), extraído de Pacheco [27]

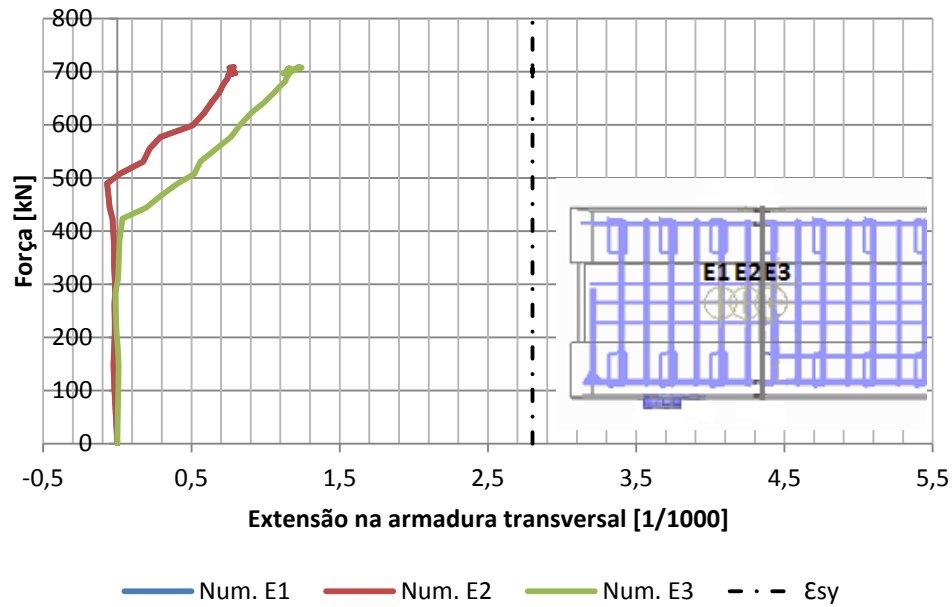


Figura B.2. 3: Extensões obtidas nos extensómetros (E1 a E3) no modelo numérico

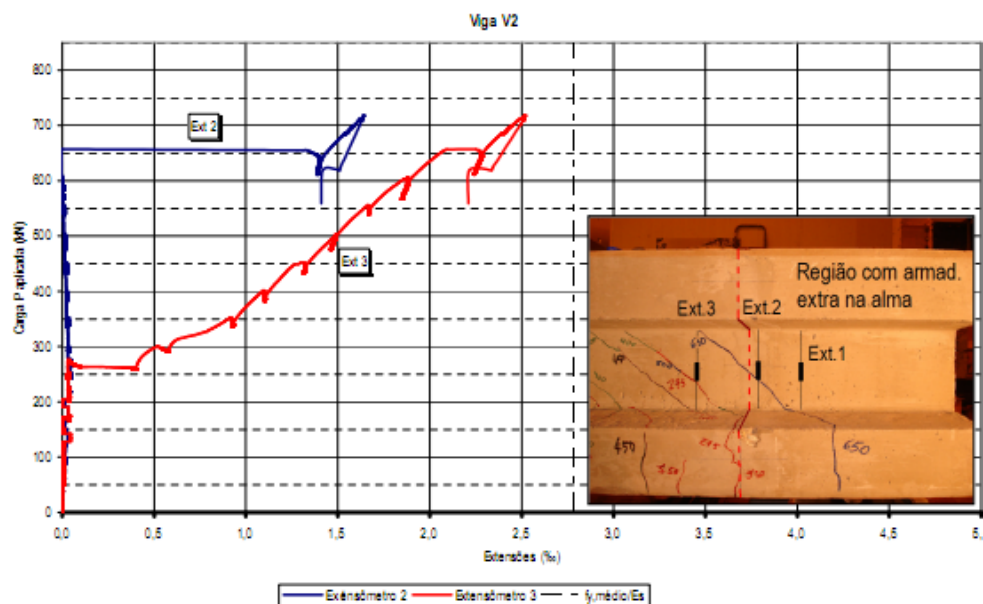


Figura B.2. 4: Extensões obtidas nos extensómetros (E21 a E23) no modelo experimental, extraída de Pacheco [27]

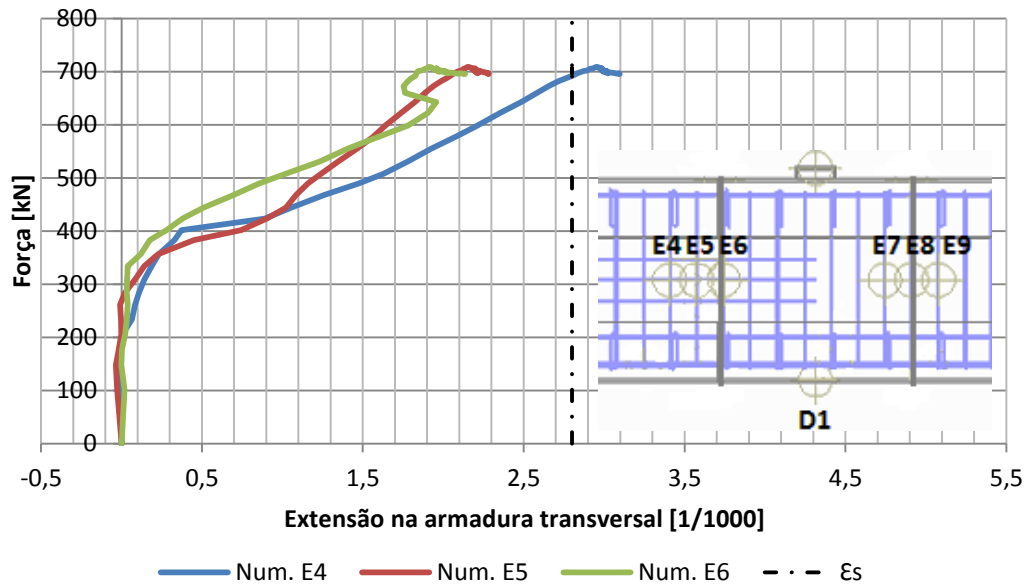


Figura B.2. 5: Extensões obtidas nos extensômetros (E4 a E6) no modelo numérico

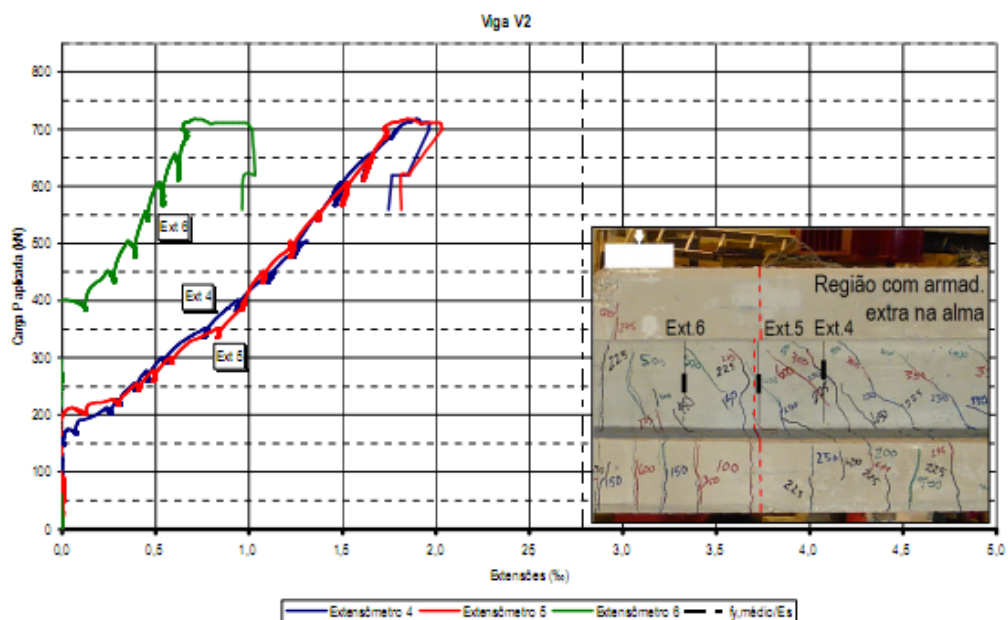


Figura B.2. 6: Extensões obtidas nos extensômetros (E4 a E6) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]



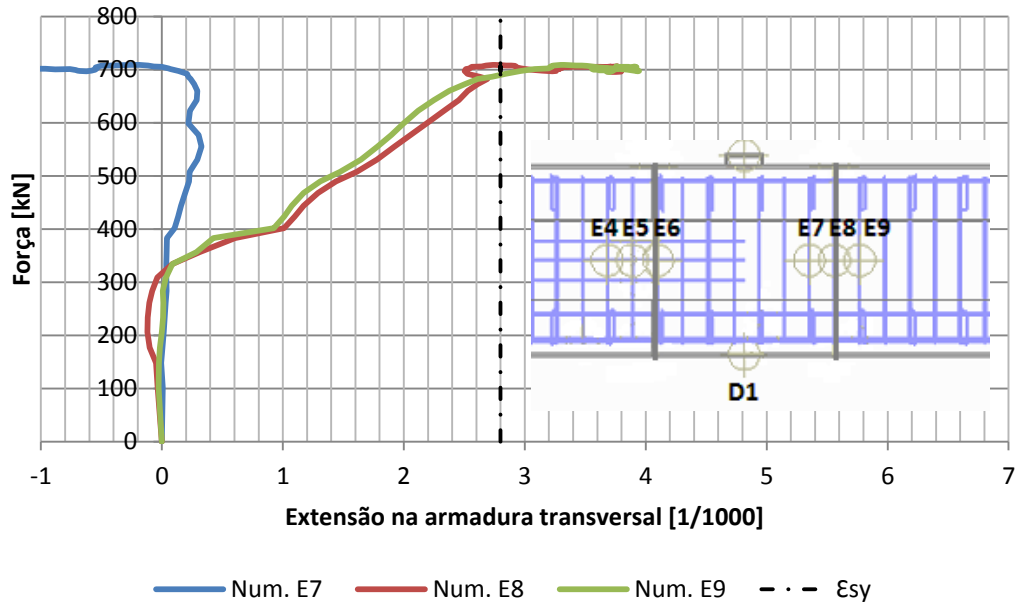


Figura B.2. 7: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo numérico

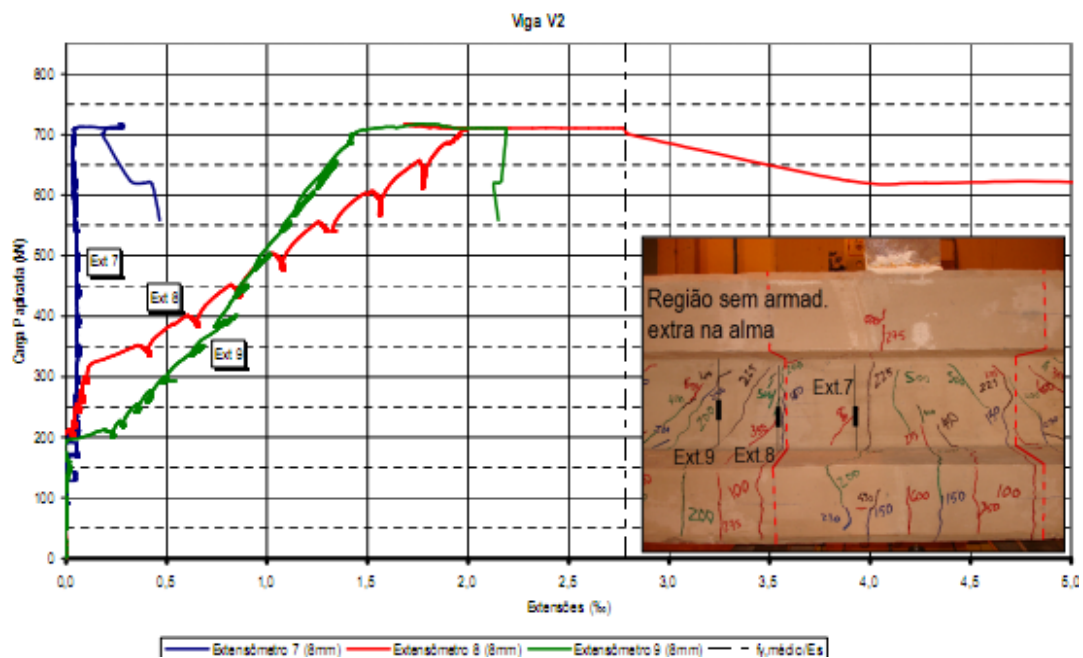


Figura B.2. 8: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

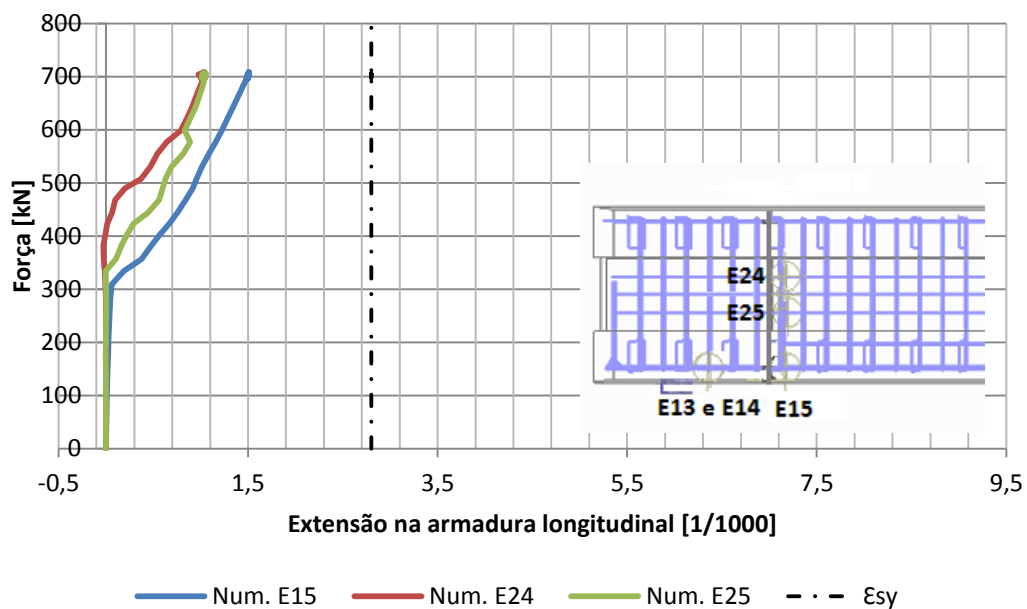


Figura B.2. 9: Extensões obtidas nos extensômetros (E15, E24 e E25) no modelo numérico

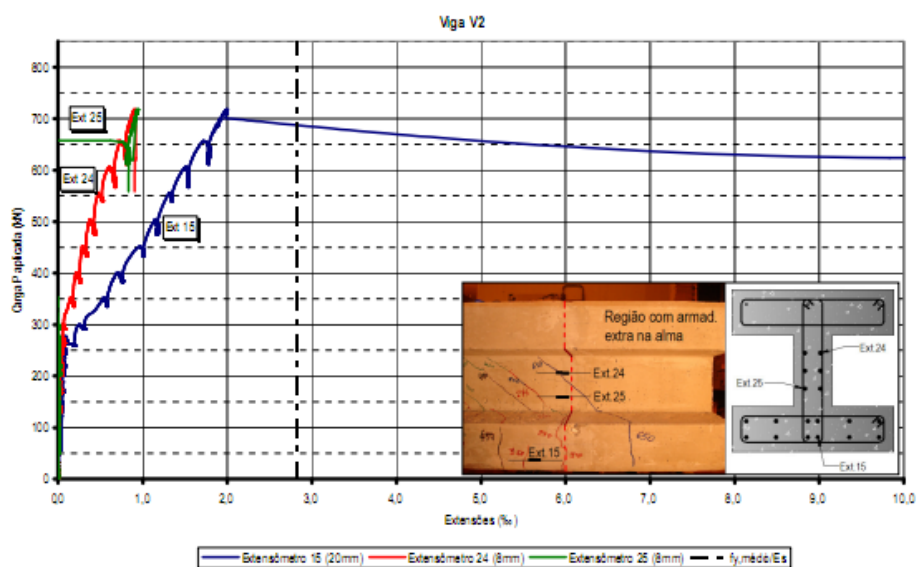


Figura B.2. 10: Extensões obtidas nos extensômetros (E15, E24 e E25) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

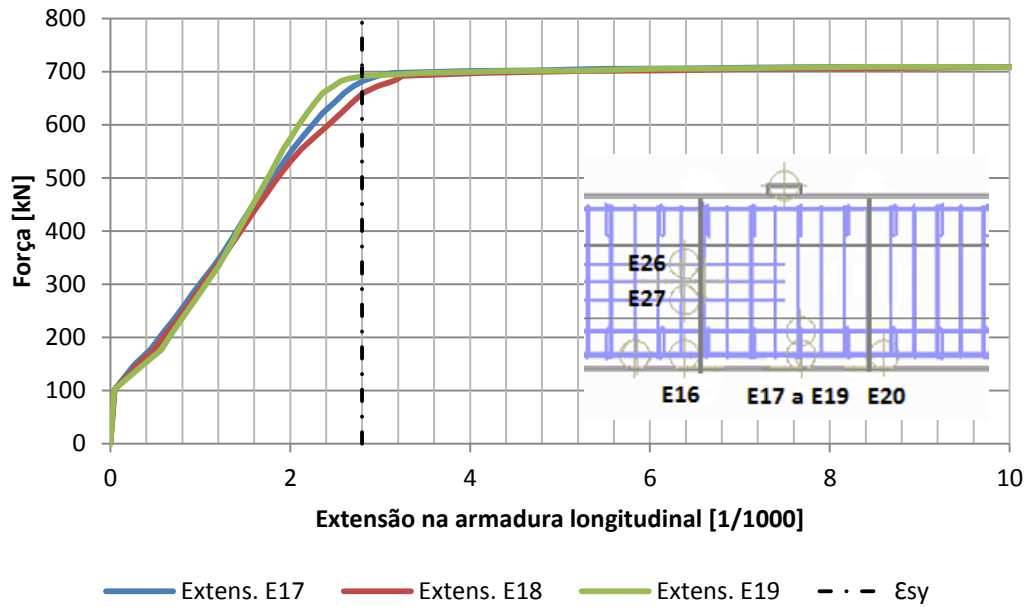


Figura B.2. 11: Extensões obtidas nos extensômetros (E17 a E19) no modelo numérico

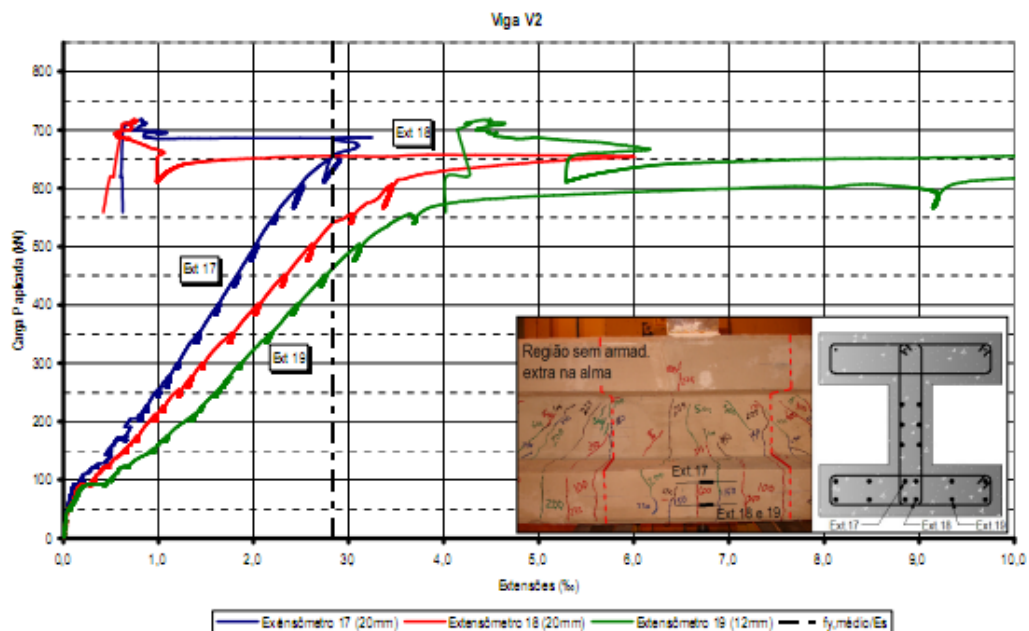


Figura B.2. 12: Extensões obtidas nos extensômetros (E17 a E19) no modelo experimental, extraído de Pacheco [[27]]

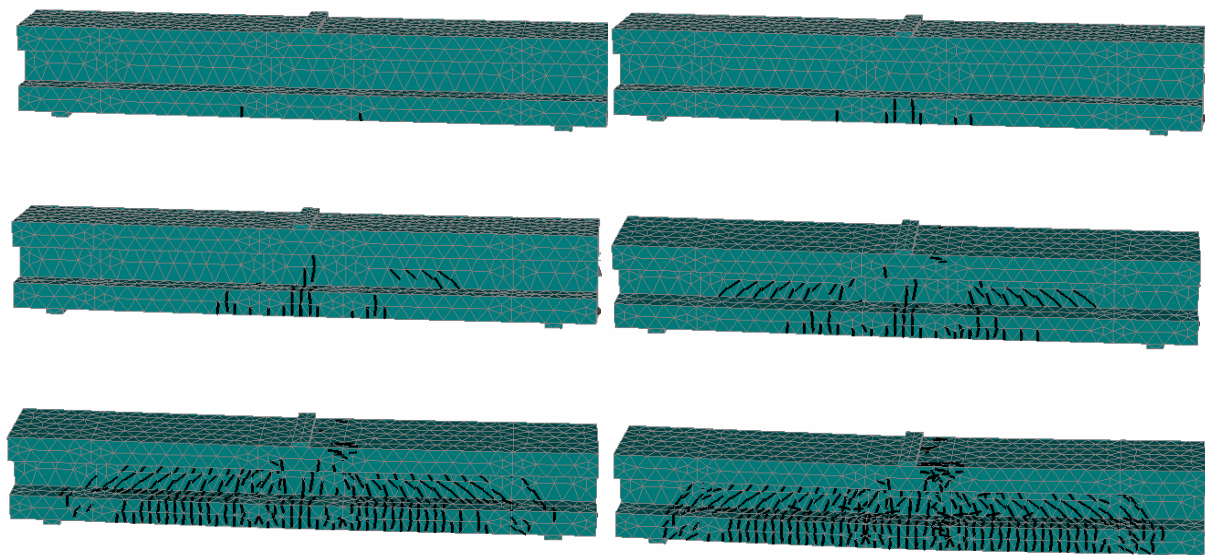


Figura B.2. 13: Evolução do padrão de fendilhação na viga V2

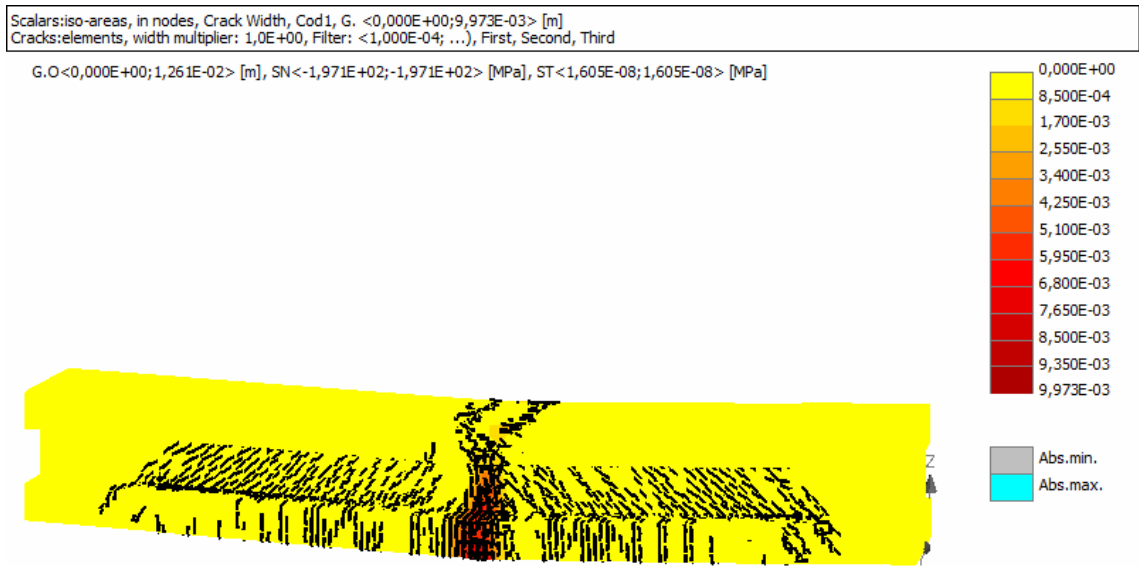


Figura B.2. 14: Modo de rotura da viga V2/ largura das fendas

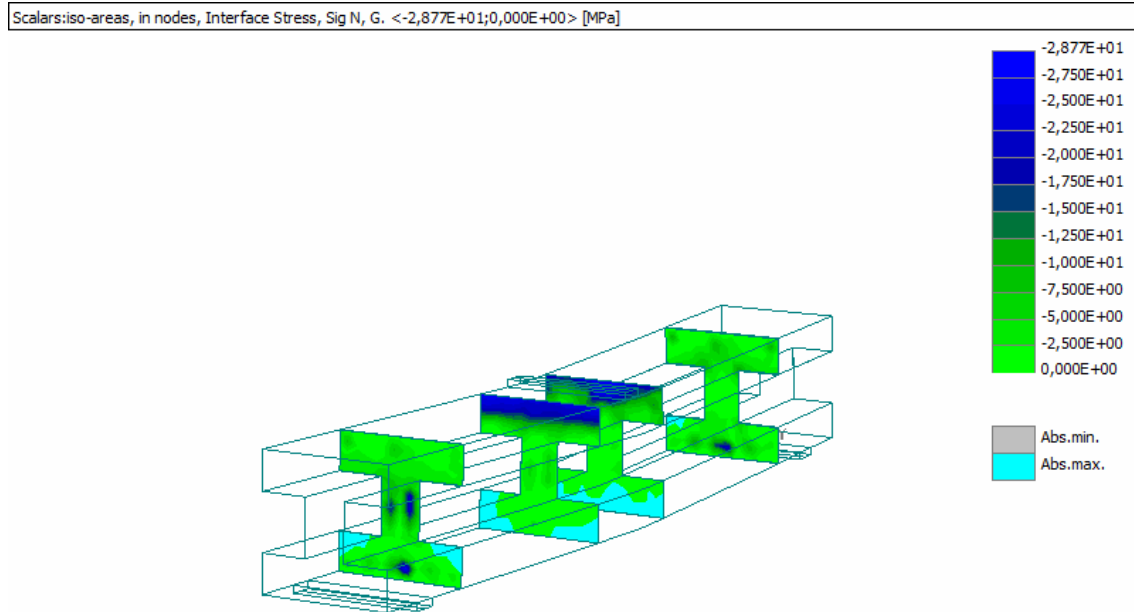


Figura B.2. 15: Tensões normais a interfaces da viga V2

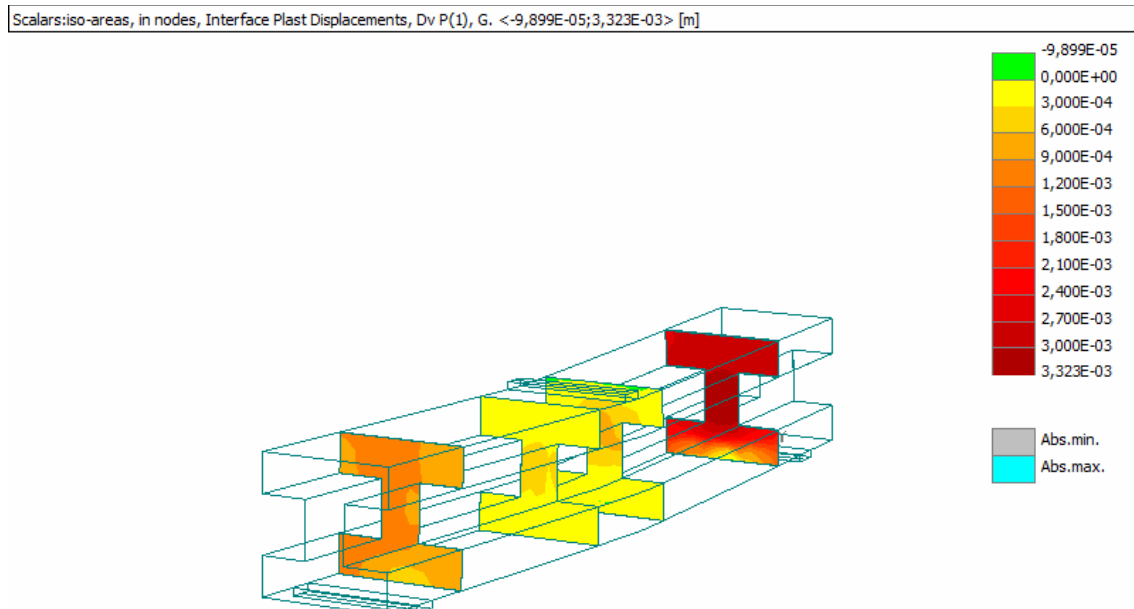


Figura B.2. 16: Deslocamento plástico nas interfaces da viga V2

### B.3 Resultados da Viga V3

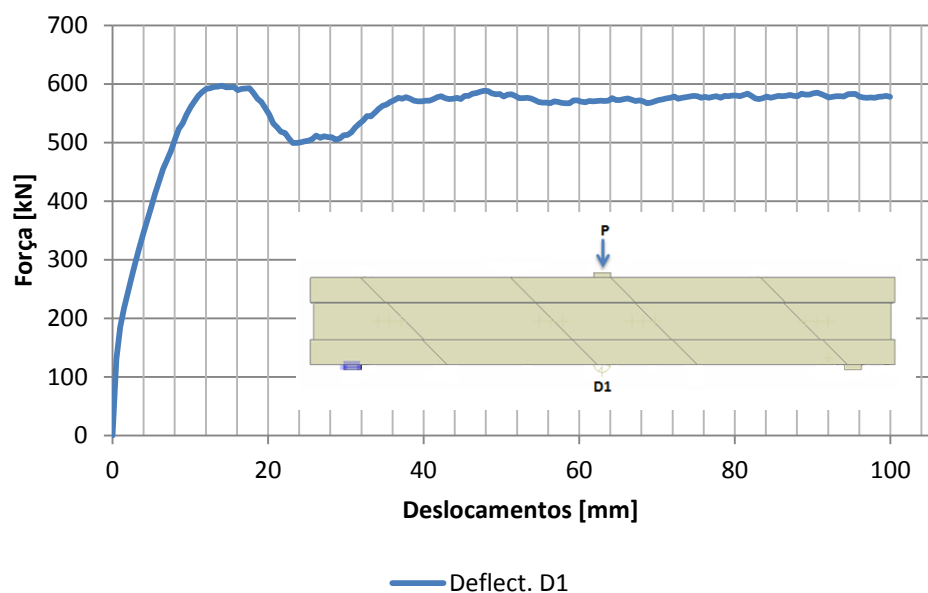


Figura B.3. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V3 (modelo numérico)

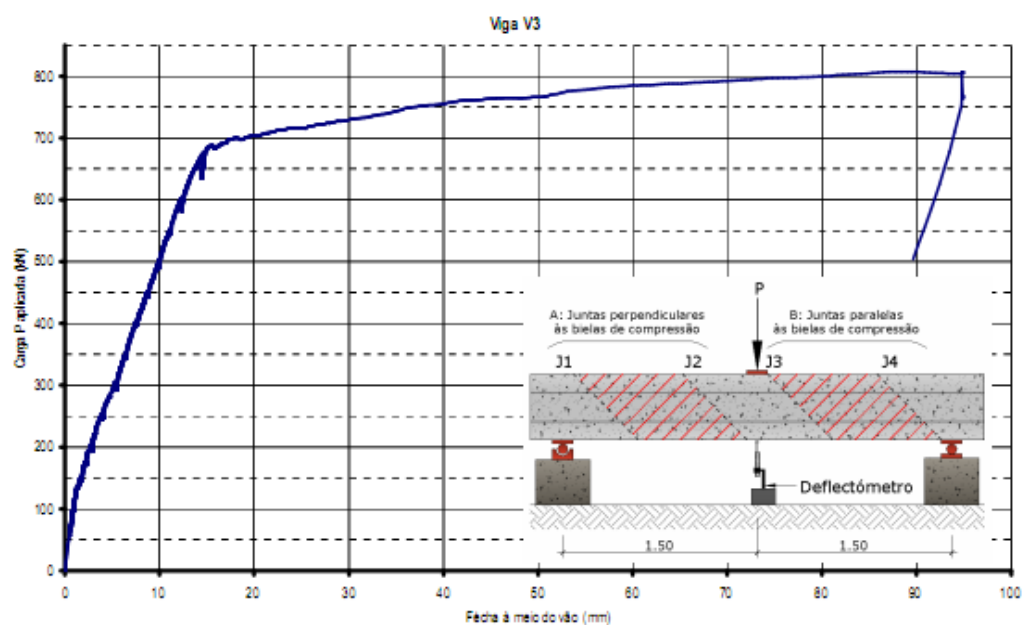


Figura B.3. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V2 (modelo experimental), extraído de Pacheco [27]

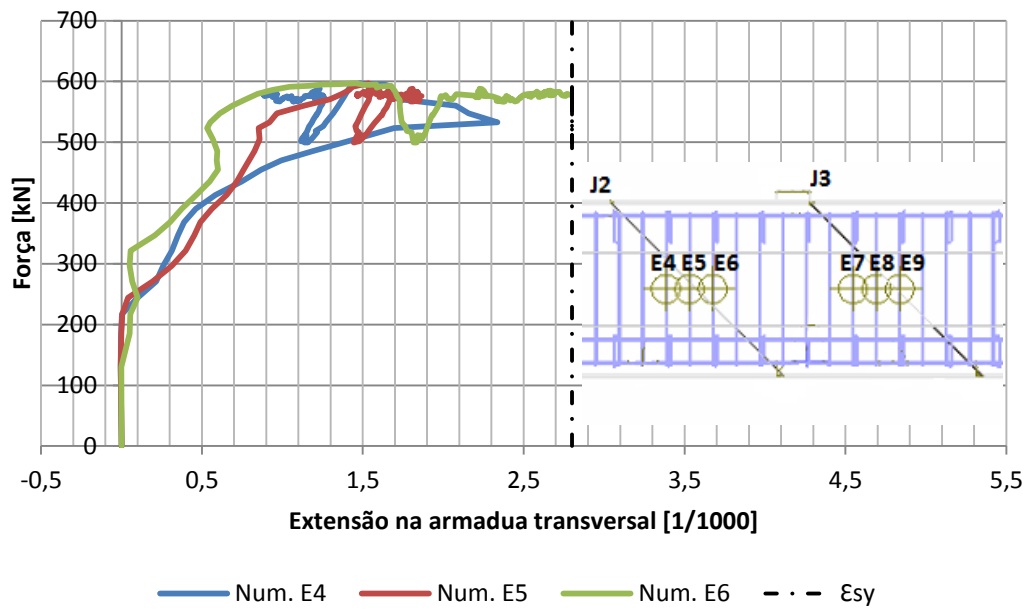


Figura B.3. 3: Extensões obtidas nos extensômetros (E4 a E6) no modelo numérico

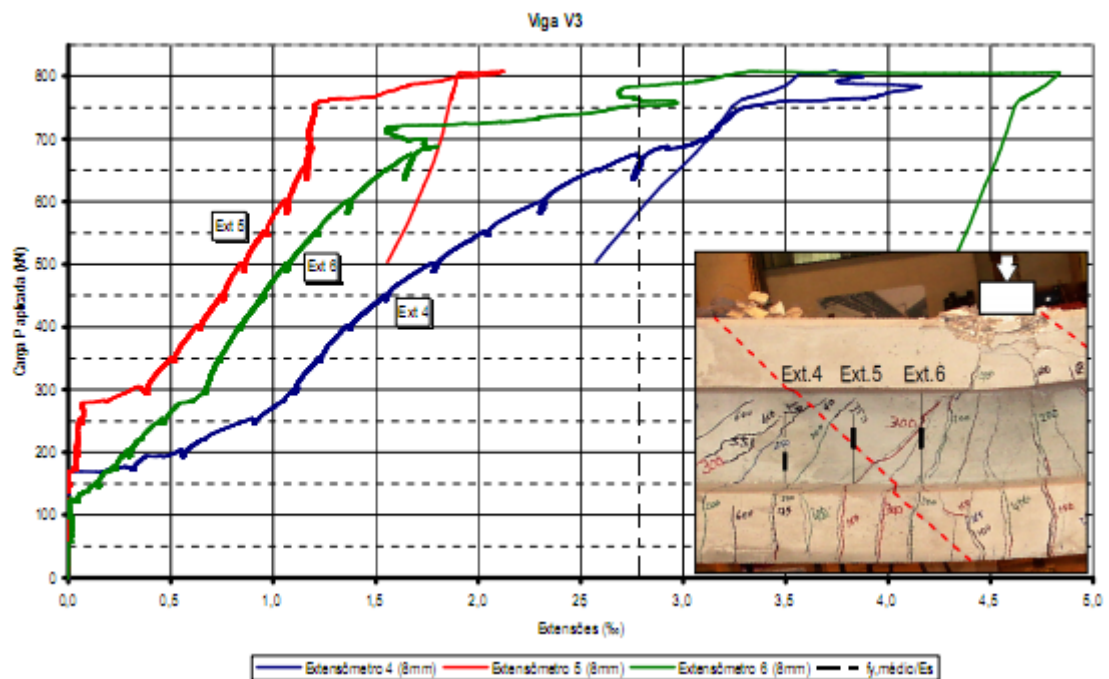


Figura B.3. 4: Extensões obtidas nos extensômetros (E4 a E6) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

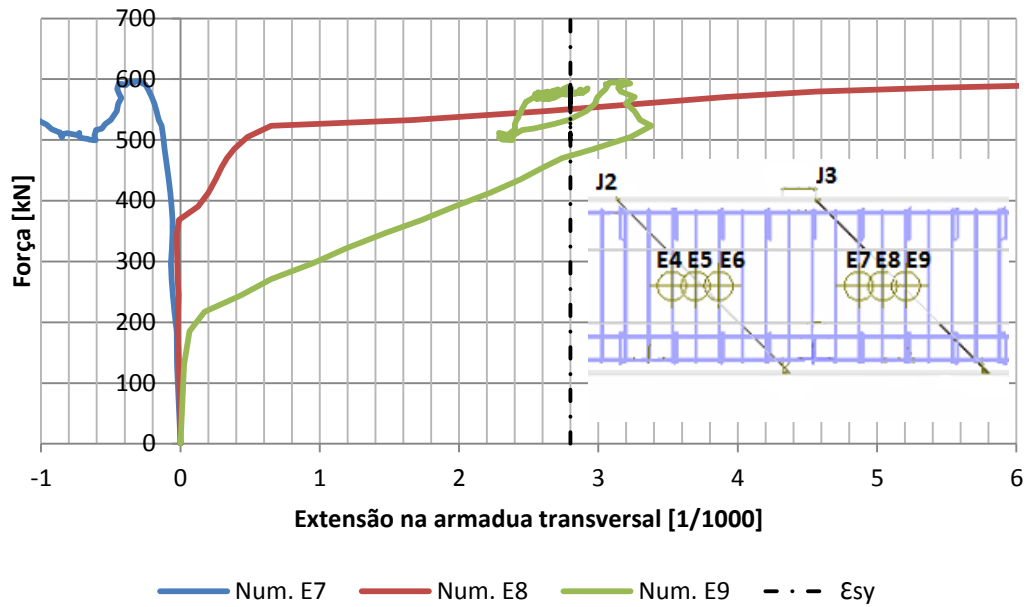


Figura B.3. 5: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo numérico

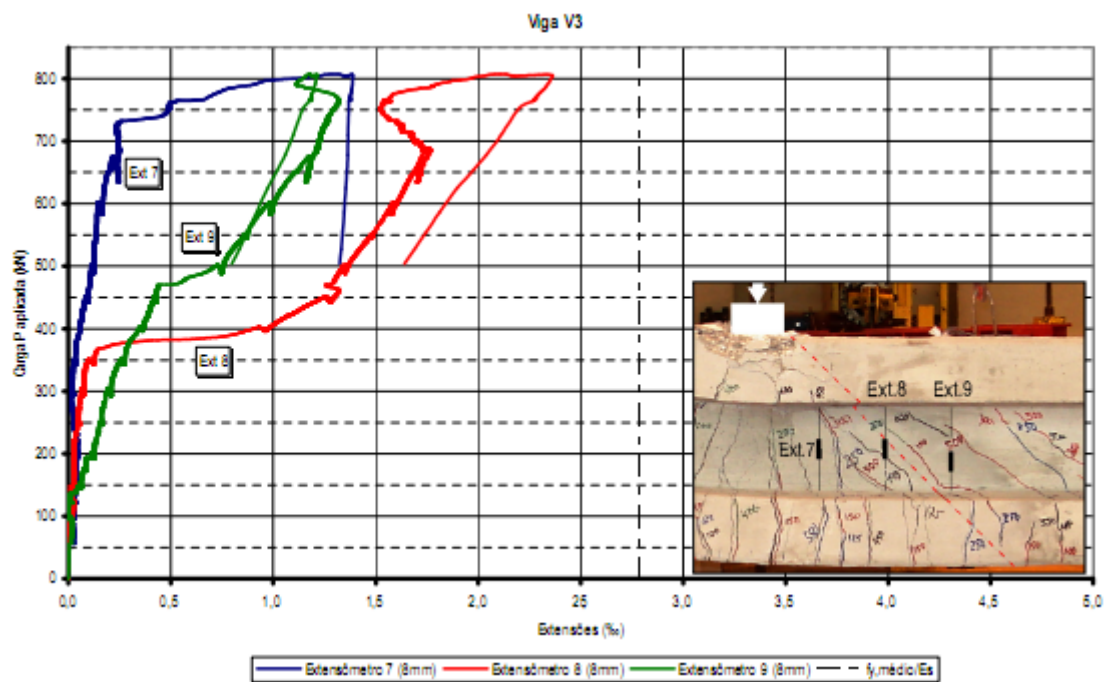


Figura B.3. 6: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo experimental, extraído do Pacheco [27]



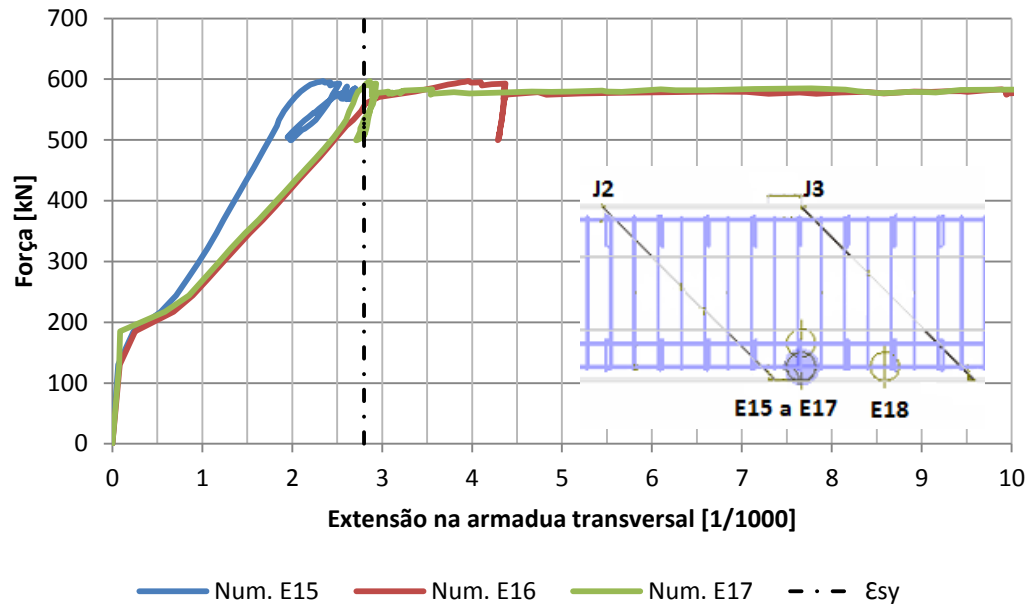


Figura B.3. 7: Extensões obtidas nos extensómetros (E15 a E17) no modelo numérico

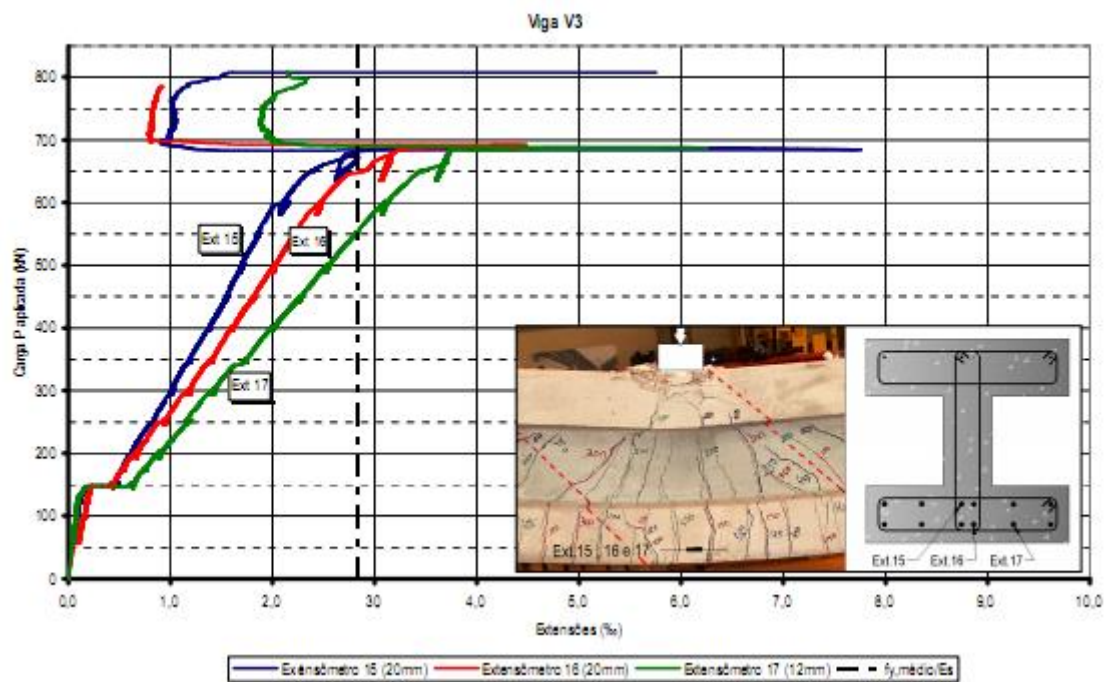


Figura B.3. 8: Extensões obtidas nos extensómetros (E15 a E17) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

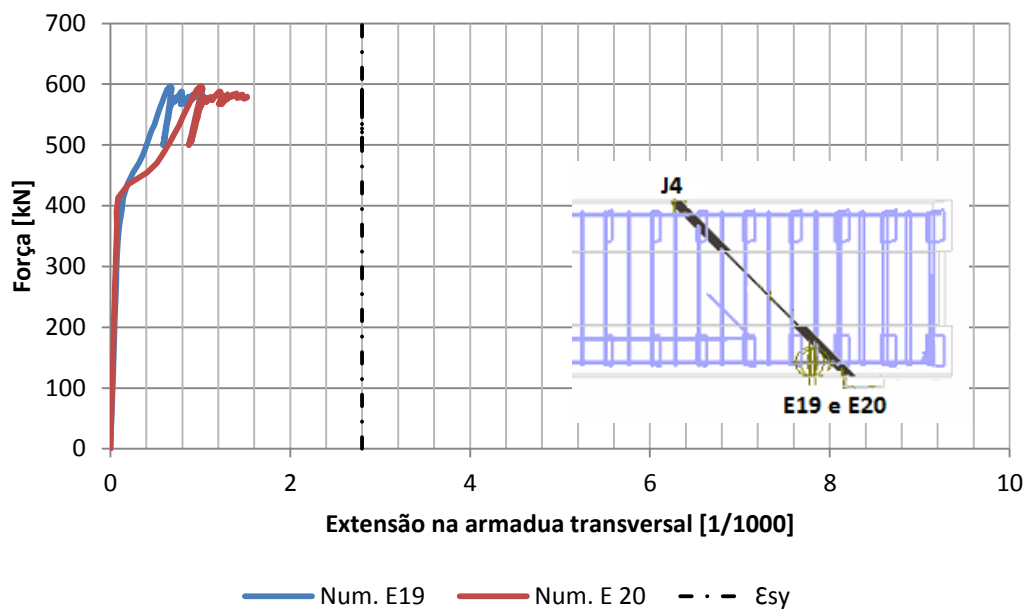


Figura B.3. 9: Extensões obtidas nos extensômetros (E19 e E20) no modelo numérico

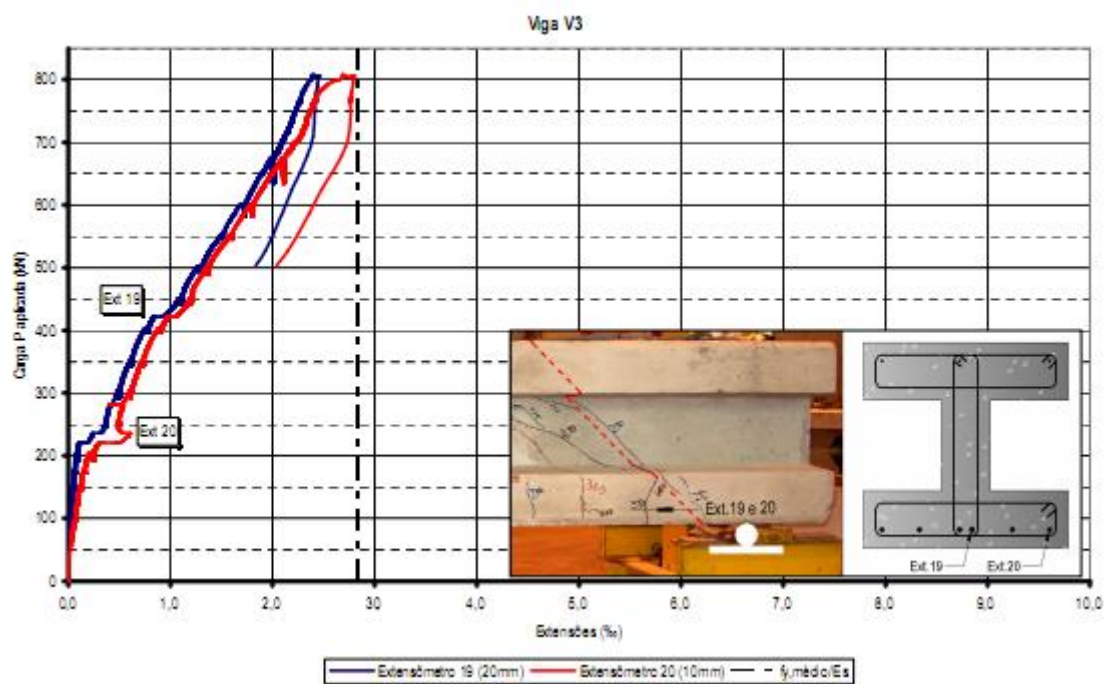


Figura B.3. 10: Extensões obtidas nos extensômetros (E19 e E20) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

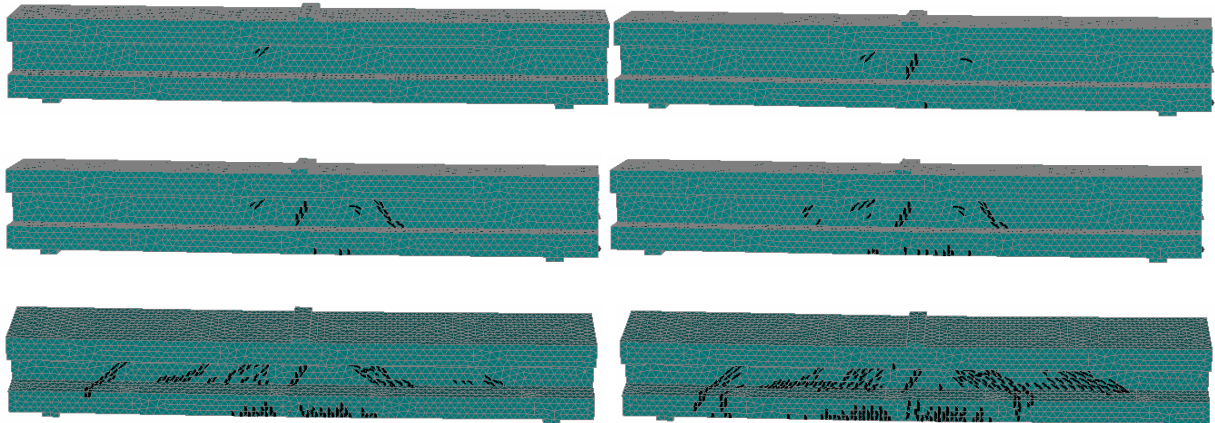


Figura B.3. 11: Evolução do padrão de fissuração na viga V3

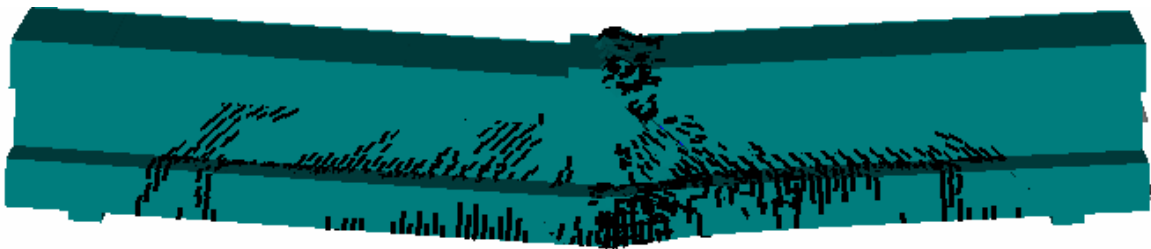


Figura B.3. 12: Modo de rotura final na viga V3 (numérica)



Figura B.3. 13: Modo de rotura final na viga V3 (experimental), extraído de Pacheco [27]

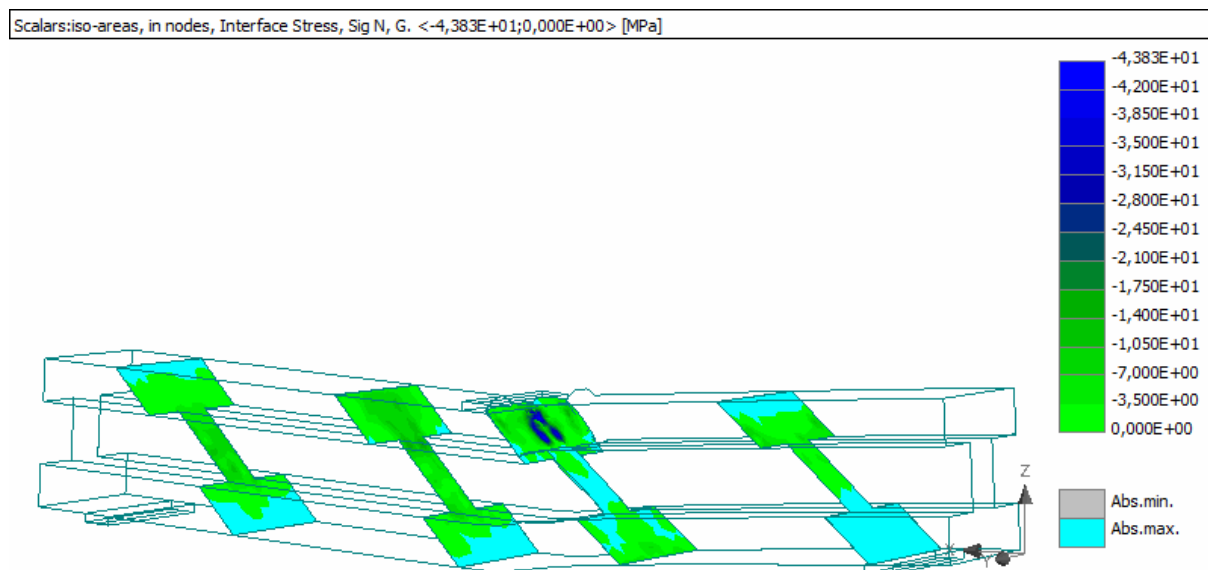


Figura B.3. 14: Tensões normais as interfaces da viga V3

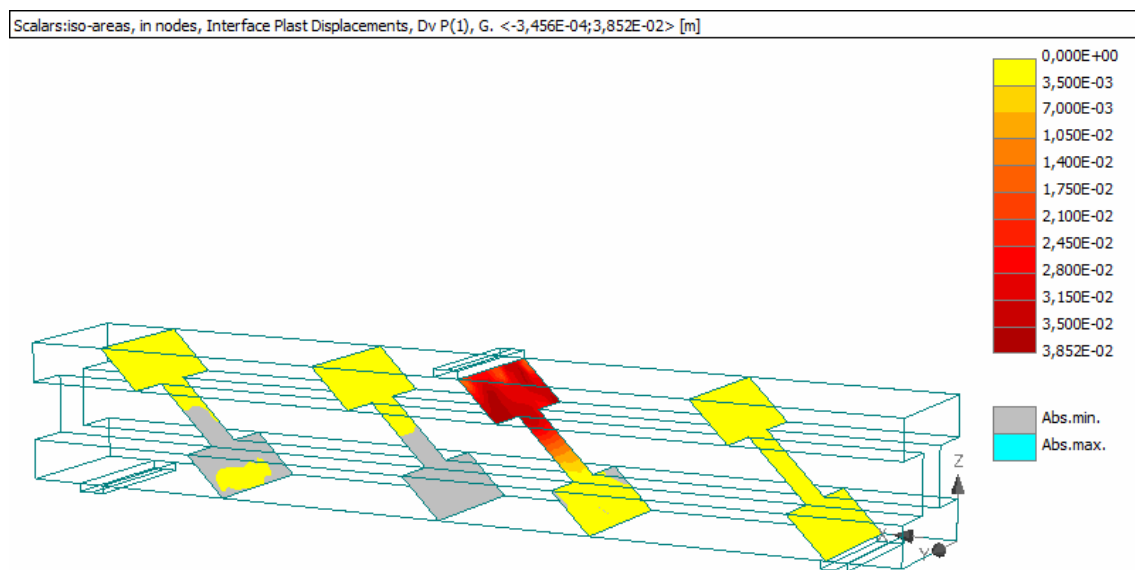


Figura B.3. 15: Deslocamento plástico nas interfaces da viga V3

## B.4 Resultados da Viga V4

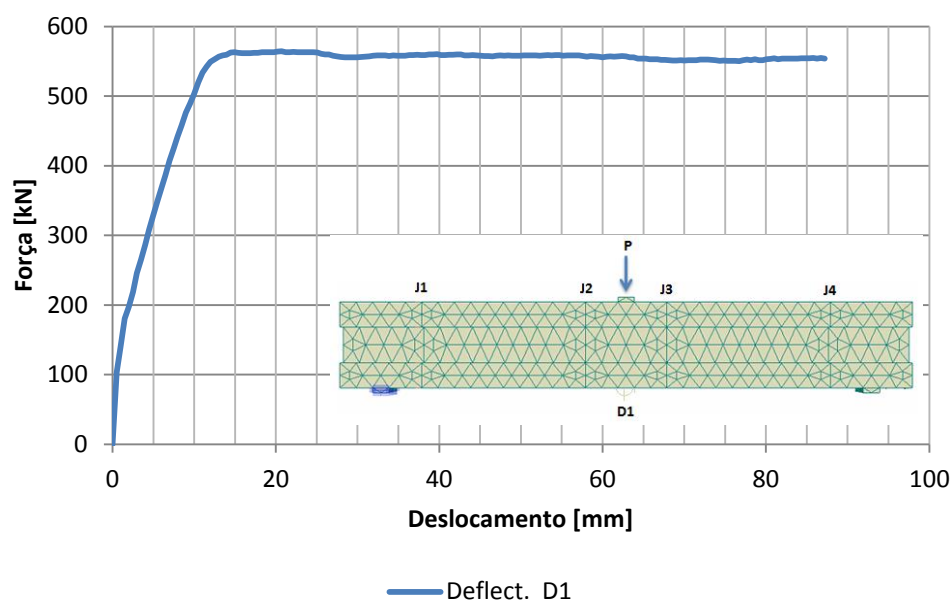


Figura B.4. 1: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V4 (modelo numérico)

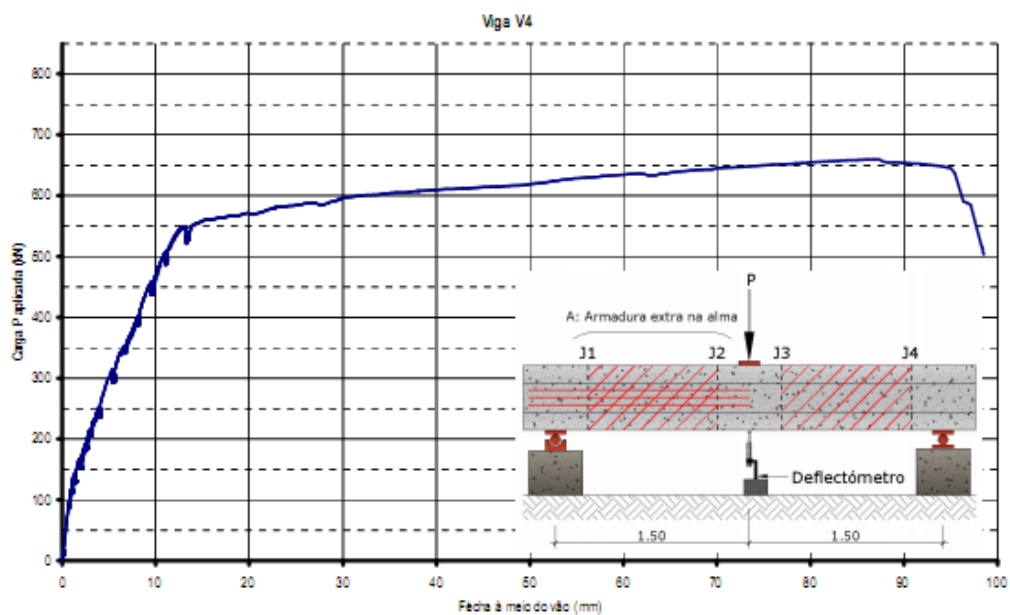


Figura B.4. 2: Diagrama Força – Deformação (D1) para viga V4 (modelo experimental), extraído de Pacheco [27]

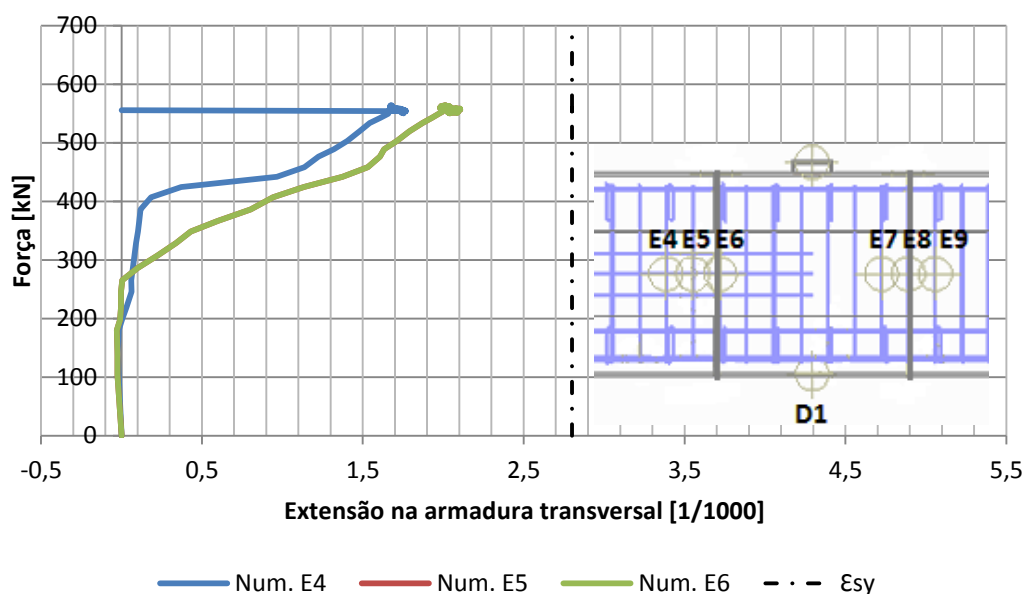


Figura B.4. 3: Extensões obtidas nos extensômetros (E4 a E6) no modelo numérico

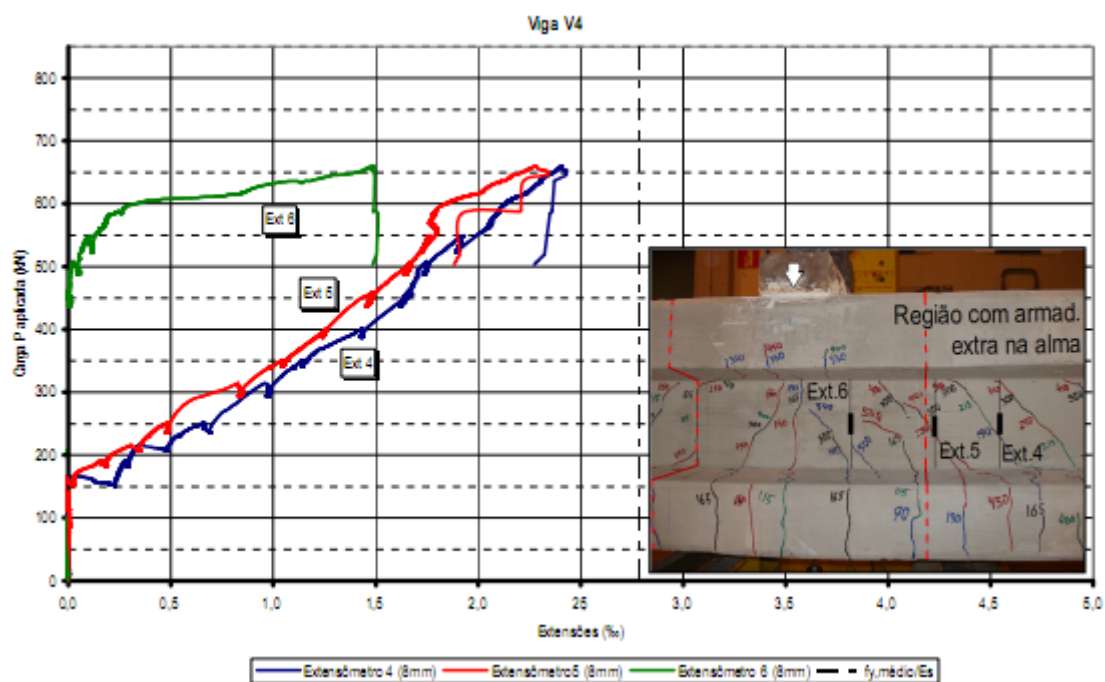


Figura B.4. 4: Extensões obtidas nos extensômetros (E4 a E6) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]

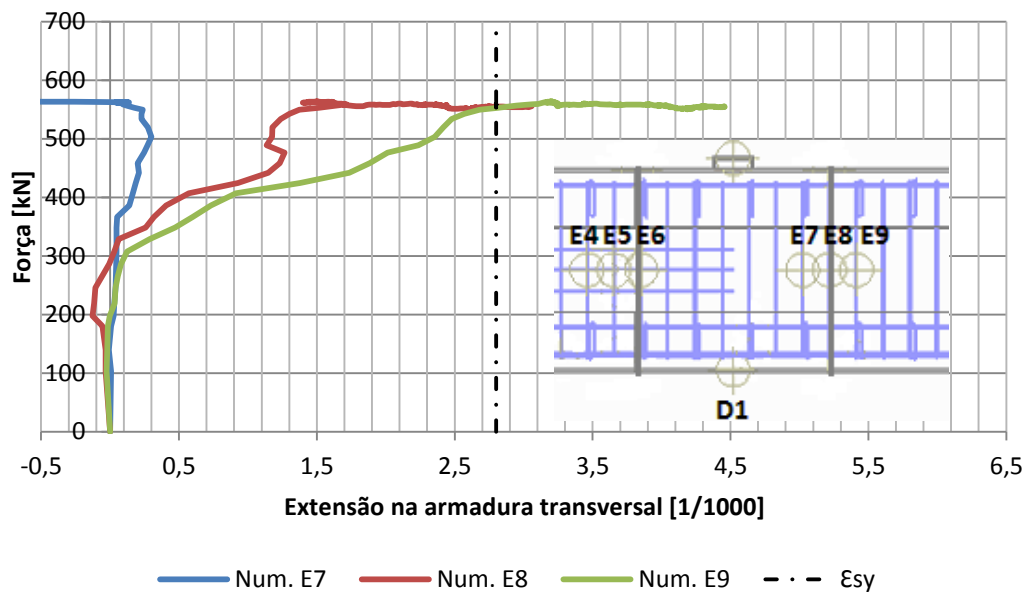


Figura B.4. 5: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo numérico

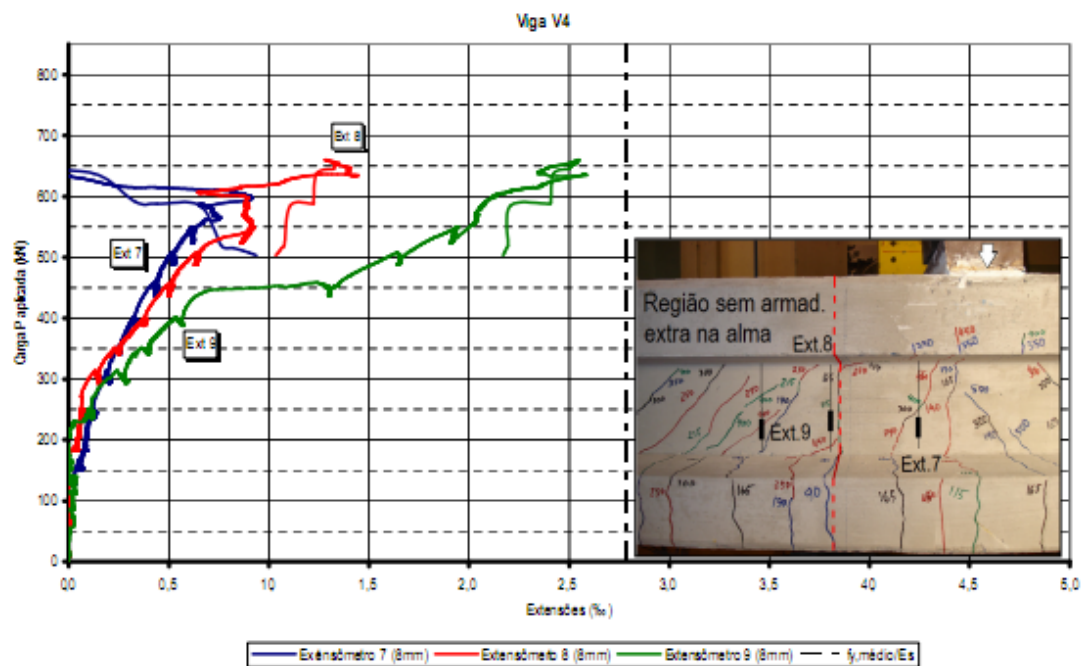


Figura B.4. 6: Extensões obtidas nos extensómetros (E7 a E9) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]



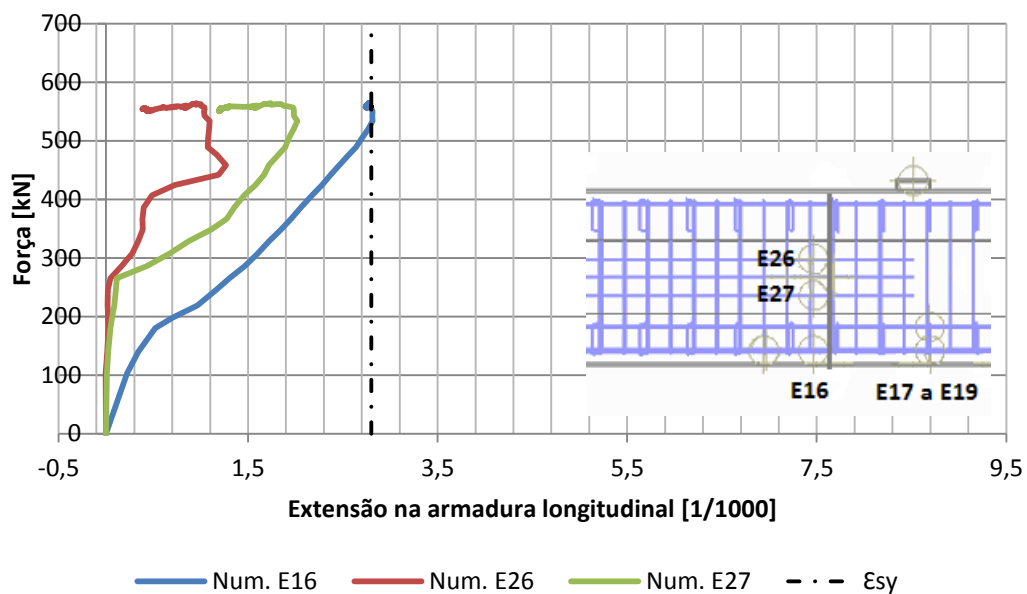


Figura B.4. 7: Extensões obtidas nos extensômetros (E16, E26 e E27) no modelo numérico

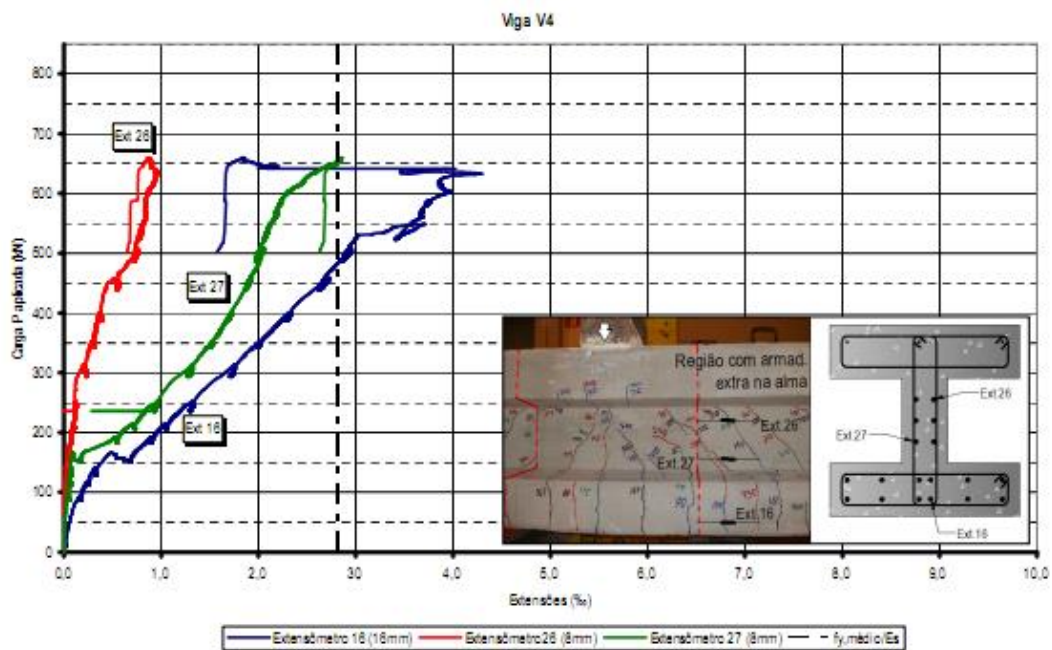


Figura B.4. 8: Extensões obtidas nos extensômetros (E16, E26 e E27) no modelo experimental, extraído de Pacheco [27]



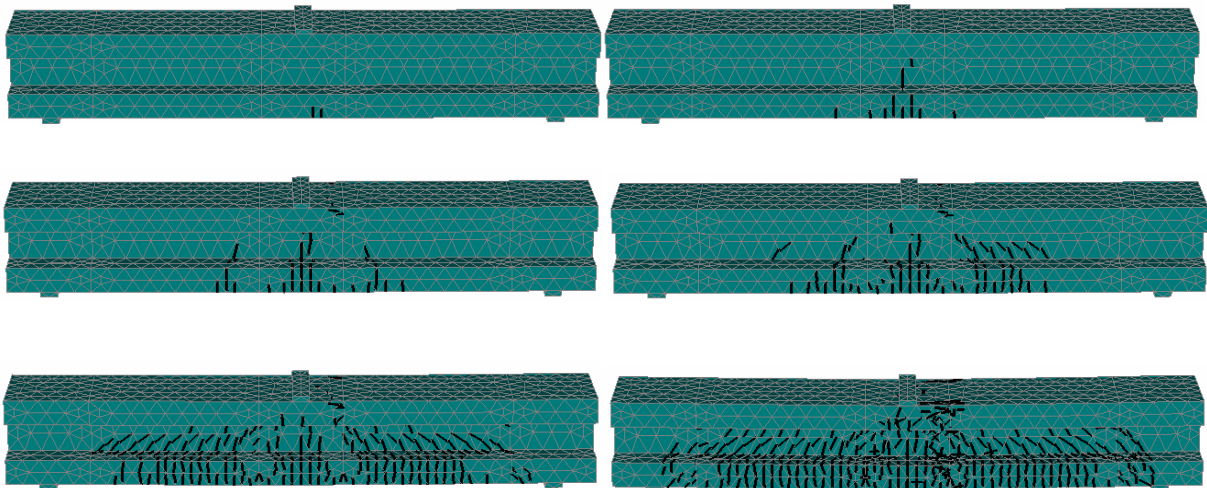


Figura B.4. 9: Evolução do padrão de fendilhação na viga V4

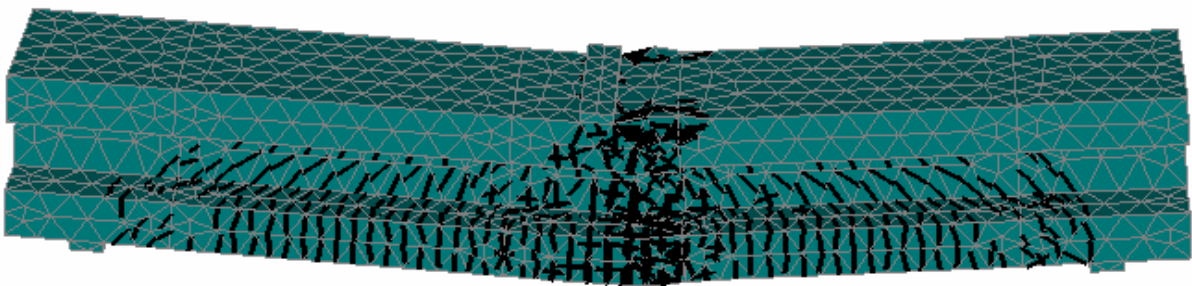


Figura B.4. 10: Modo de rotura final da viga V4 (modelo numérico)

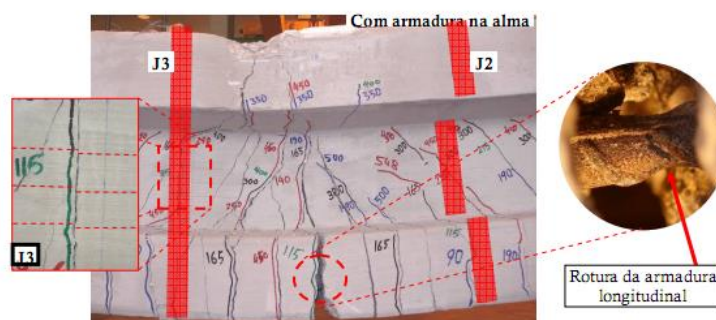


Figura B.4. 11: Modo de rotura final da viga V4 (modelo experimental), extraído de Pacheco [27]

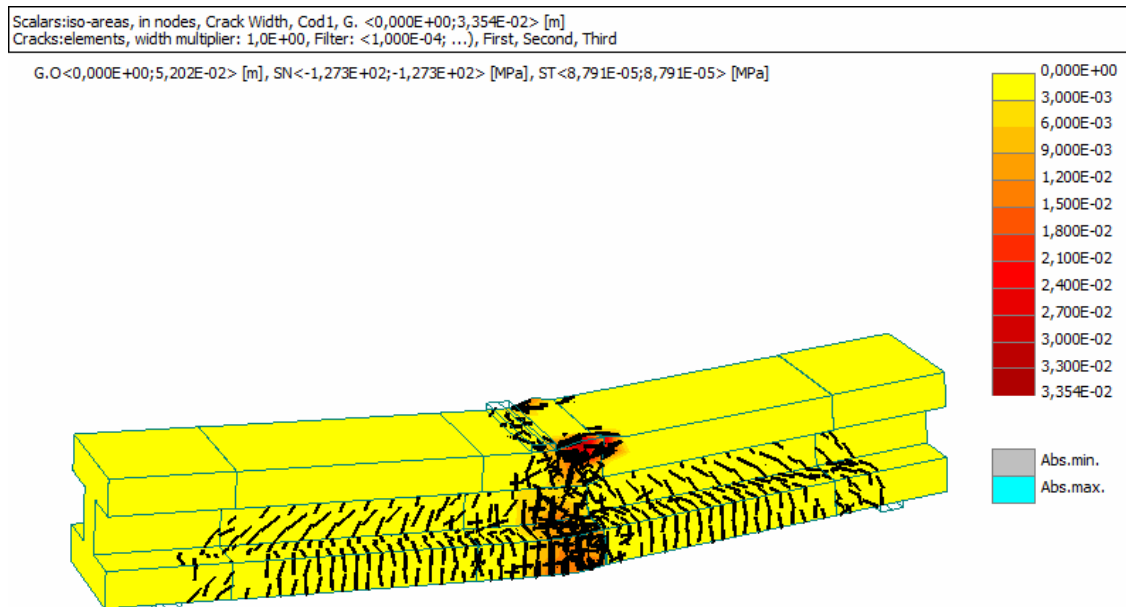


Figura B.4. 12: Modo de rotura/Largura da abertura de fendas na viga V4

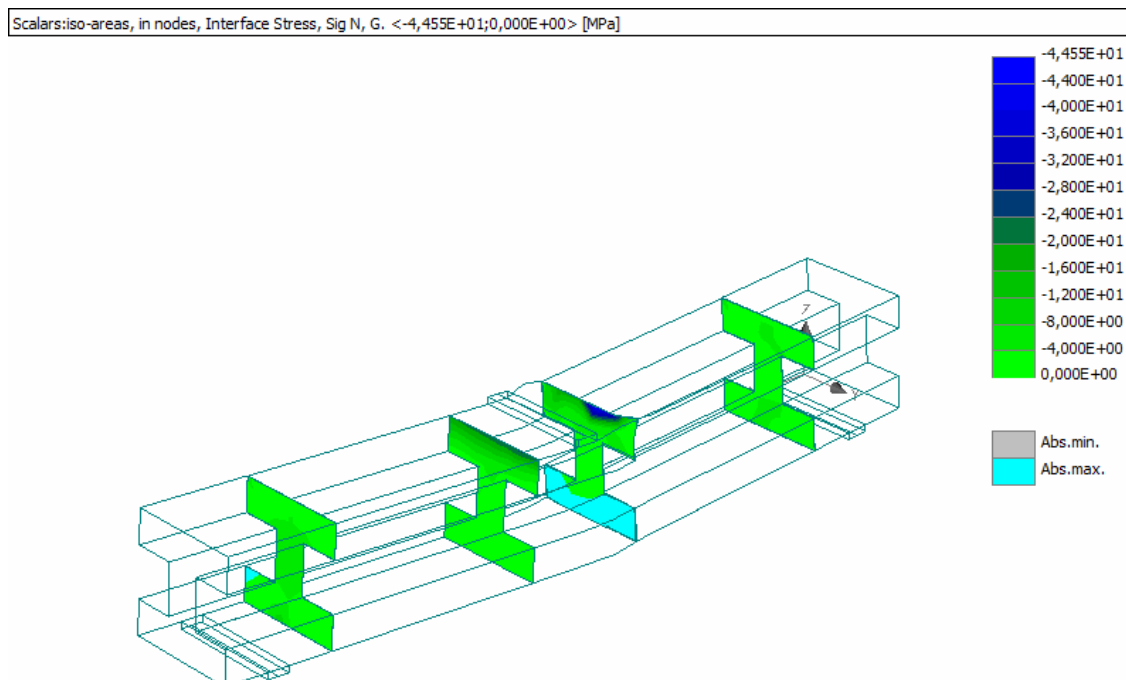


Figura B.4. 13: Tensões nas interfaces na viga V4

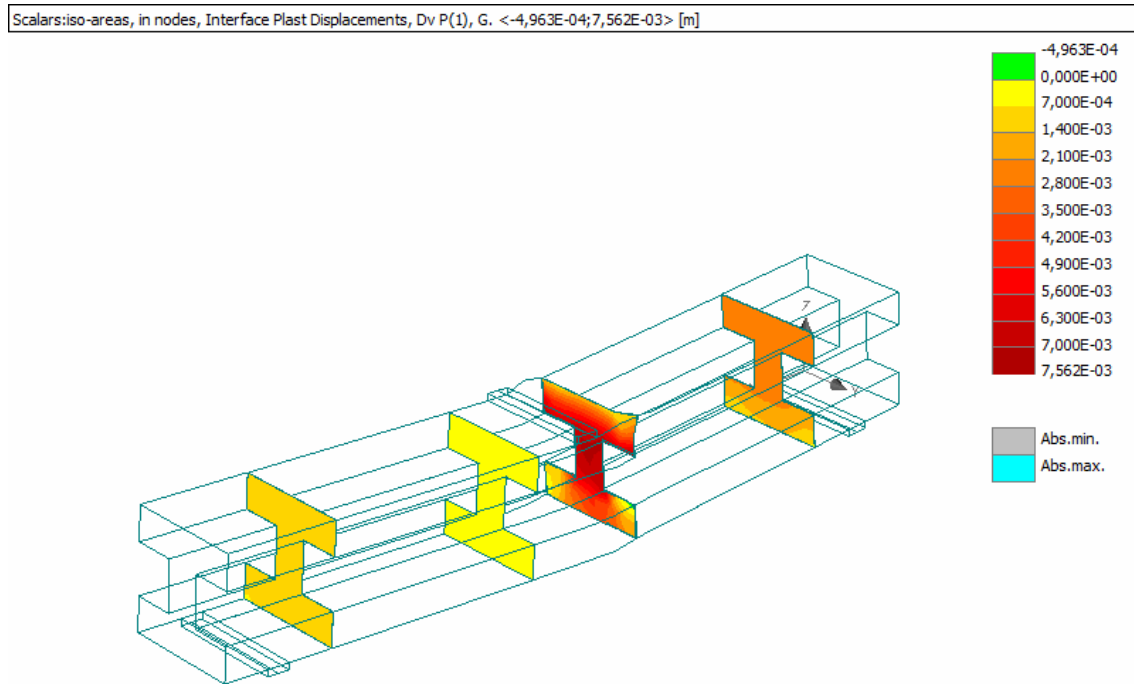


Figura B.4. 14: Deslocamento plástico nas interfaces da viga V4